

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**СТАЛЕВИЙ КАРКАС ОДНОПОВЕРХОВОЇ  
ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ  
Частина 2**

Методичні вказівки  
до виконання курсового проекту  
з металевих конструкцій  
для студентів спеціальності  
«Промислове та цивільне будівництво»  
всіх форм навчання

Міністерство освіти і науки України  
Вінницький національний технічний університет

**СТАЛЕВИЙ КАРКАС ОДНОПОВЕРХОВОЇ  
ВИРОБНИЧОЇ БУДІВЛІ**  
Частина 2

Затверджено Методичною радою Вінницького національного технічного університету як методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" всіх форм навчання. Протокол № 3 від 17 листопада 2005 р.

*Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Частина 2. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм навчання / Уклад. О.І. Сіянов. – Вінниця: ВНТУ, 2006. – 73 с.*

Рекомендовано до видання Методичною радою Вінницького національного технічного університету Міністерства освіти і науки України

В методичних вказівках на конкретному прикладі наведена методика розрахунку і проектування позacentрово-стиснутої колони та кровляної ферми.

Укладач Олександр Ілліч Сіянов

Редактор В.О. Дружиніна  
Коректор З.В. Поліщук

Відповідальний за випуск А.С. Моргун

Рецензенти: В.А. Огородніков, доктор технічних наук, професор  
Г.С. Ратушняк, кандидат технічних наук, професор

## ЗМІСТ

Передмова .....	4
<b>3. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВО-СТІСНУТОЇ КОЛОНИ .....</b>	<b>4</b>
3.1. Відомості з розрахунку і конструювання .....	4
3.2. Розрахункова схема колони, вибірка розрахункових зусиль .....	5
3.3. Визначення розрахункових довжин частин колони .....	6
3.4. Розрахунок і конструювання верхньої частини колони .....	7
3.5. Перевірка місцевої стійкості елементів перерізу .....	10
3.6. Перевірка загальної стійкості верхньої частини колони з площини дії згинального моменту .....	11
3.7. Конструювання верхньої частини колони .....	13
3.8. Перевірка стійкості верхньої частини колони в місці отвору .....	15
3.9. Підбір перерізу нижньої частини колони і перевірка стійкості її віток .....	15
3.10. Перевірка стійкості колони як єдиного стержня .....	21
3.11. Розрахунок і конструювання монтажного стику та вузла з'єднання верхньої і нижньої частин колони .....	23
3.12. Розрахунок і конструювання бази колони .....	24
3.13. Контрольні питання до розділу 3 .....	30
<b>4. РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КРОКВ'ЯНОЇ ФЕРМИ .....</b>	<b>32</b>
4.1. Розрахункова схема ферми і збір навантажень .....	32
4.2. Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми .....	33
4.3. Розрахунок перерізів стержнів ферми .....	35
4.4. Розрахунок і конструювання вузлів ферми .....	40
4.5. Зміст робочого креслення ферми .....	42
4.6. Контрольні питання до розділу 4 .....	43
ДОДАТОК Д .....	45
СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ .....	72

## Передмова

Метою даних методичних вказівок є ознайомлення студентів з методикою виконання курсового проекту з дисципліни «Металеві конструкції».

У вказівках висвітлені питання проектування металевих конструкцій сталевого каркаса одноповерхової виробничої будівлі, викладена послідовність виконання другої частини курсового проекту, наведений наскрізний приклад проектування.

Завдання на курсовий проєкт видається кожному студенту згідно з його індивідуальним шифром і включає дані для проектування [10], зміст, порядок виконання проекту та обсяги його етапів.

Курсовий проєкт складається з графічної частини (2-3 аркуші креслень формату А2) та розрахунково-пояснювальної записки (30-35 сторінок формату А4) з завданням на проектування. Захист проекту проводиться в присутності комісії з числа членів кафедри.

### 3 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ ПОЗАЦЕНТРОВО-СТИСНУТОЇ КОЛОНИ

#### 3.1 Відомості з розрахунку і конструювання

Колону виробничої будівлі розраховують як позацентрово-стиснутий стержень на дію розрахункових зусиль  $M$ ,  $N$ ,  $Q$ .

Для забезпечення нормальних умов експлуатації колона повинна мати необхідну жорсткість та міцність її перерізів, загальну та місцеву стійкість елементів перерізів.

Перерізи ступінчастої колони підбирають окремо для кожної її частини. Послідовністю розрахунку і конструювання стержня колони є:

- визначення розрахункової схеми колони;
- вибірка розрахункових зусиль ( $M$ ,  $N$ ,  $Q$ );
- визначення розрахункових довжин частин колони;
- розрахунок і конструювання окремих частин колони (верхньої і нижньої) зі всіма необхідними перевірками;
- розрахунок і конструювання вузлів колони (оголовка, монтажного стику, вузла з'єднання верхньої і нижньої частин, бази).

Усі ці питання розглядаються нижче, а також на конкретному прикладі, який продовжує наскрізний приклад проектування сталевого каркаса одноповерхової виробничої будівлі, що був розглянутий в частині 1 методичних вказівок [10].

### 3.2 Розрахункова схема колони, вибірка розрахункових зусиль

Розрахункова схема колони визначається на основі розрахункової схеми поперечної рами, яка у свою чергу є ідеалізованою конструктивною схемою плоскої поперечної рами каркаса. Вимоги до каркасів будівель, їх склад і загальні принципи проектування економічних каркасів розглянуто у першому розділі методичних вказівок [10].

Розрахункова схема поперечної рами і, відповідно, колони наведена на рис. 3.1.

Геометричні розміри, відношення моментів інерції частин колони приймаються з компоувального розділу проекту, а найбільші розрахункові зусилля – з таблиці розрахункових комбінацій зусиль при статичному розрахунку поперечної рами (табл. 1.3, п. 1.3.4 [10]).

**ПРИКЛАД.** Розрахувати і сконструювати позацентрово-стиснуту ступінчасту колону.

Вихідні дані:

- прив'язка колони,  $a = 500$  мм;
- висота перерізу верхньої частини колони,  $h_b = 1000$  мм;
- висота перерізу нижньої частини колони,  $h_n = 1500$  мм;
- довжина верхньої частини колони,  $H_b = 6200$  мм;
- довжина нижньої частини колони,  $H_n = 15200$  мм;
- повна довжина колони,  $H = 21400$  мм.

Розрахункова схема колони – це одноступінчастий стержень з жорстким зацмленням його знизу і верхнім кінцем, закріпленим тільки від повертання (рис. 3.1, а). Оскільки жорсткість ригеля значно більша жорсткості колони, то повертання верхнього кінця колони не враховується.

Розрахункові зусилля (вибірка із таблиці РКЗ при статичному розрахунку рами, табл. 1.3 [10]):

$M = -1802,6$  кН·м,  $N = -1015,4$  кН – для розрахунку верхньої частини колони;

$N_b = -1015,4$  кН,  $N_n = -2632$  кН – для визначення розрахункових довжин колони;

$Q_d = -196,4$  кН,  $Q_A = -289,0$  кН – для верхньої і нижньої частини колони;

$M_1 = -1489,7$  кН·м,  $N_1 = -2774,8$  кН – для розрахунку підкранової вітки колони;

$M_2 = +2971,6$  кН·м,  $N_2 = -1520$  кН – для розрахунку зовнішньої вітки колони;

$M_3 = +1382$  кН·м,  $N_3 = -563$  кН – для розрахунку анкерних болтів підкранової вітки колони;

$M_4 = -633$  кН·м,  $N_4 = -529$  кН – для розрахунку анкерних болтів зовнішньої вітки колони.

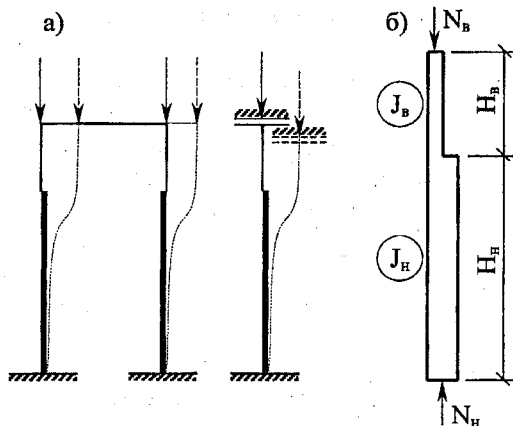


Рисунок 3.1 – Розрахункова схема поперечної рами і колони:

- а) – постійного перерізу ступінчастої з верхнім кінцем стояка, закріпленим тільки від повертання;  
 б) – схема одноступінчастої колони

Відношення моментів інерції частин колони  $J_b/J_n = 1/5$ . Матеріал колони – сталь С235 (ГОСТ 27772-88,  $R_y = 230$  МПа для листа або фасону при  $t = 2 \dots 20$  мм, табл. 51[1] або дод. Г, табл. Г.3 [10]).

### 3.3 Визначення розрахункових довжин частин колони

Розрахункова довжина нижньої частини колони в площині рамки (у площині  $x-x$ )  $l_{x1} = \mu_1 \cdot H_n$ . Розрахункова довжина верхньої частини колони в площині рамки  $l_{x2} = \mu_2 \cdot H_b$ , де  $\mu_1$  і  $\mu_2$  – коефіцієнти розрахункових довжин, які визначаються таким чином. Якщо виконуються умови  $H_b/H_n \leq 0,6$  і  $\beta = N_n/N_b \geq 3$ , то  $\mu_1$  і  $\mu_2$  визначаються за табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Коефіцієнти розрахункових довжин колони  $\mu_1$  і  $\mu_2$

	Умови закріплення верхнього кінця колони	Коефіцієнти для частин колони		
		$\mu_1$ – нижньої, при:		$\mu_2$ – верхньої
		$0,1 \leq J_b/J_n < 0,3$	$0,05 \leq J_b/J_n < 0,1$	
1	Вільний кінець	2,5	3,0	3,0
2	Кінець, закріплений тільки від повертання	2,0	2,0	3,0
3	Нерухомий шарнірно-опертий кінець	1,6	2,0	2,5
4	Нерухомий, закріплений від повертання, кінець	1,2	1,5	2,0

Якщо вищезначені умови не виконуються, то  $\mu_1$  визначають за табл. Д.1, дод. Д в залежності від двох параметрів:

$$n = (J_B/J_H) \cdot (H_H/H_B), \alpha_1 = (H_B/H_H) \cdot \sqrt{J_H/J_B} \cdot \beta$$

де  $\beta = N_H/N_B$ , а  $\mu_2$  розраховується за формулою

$$\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 \leq 3.$$

Отже:  $H_B/H_H = 6,2/15,2 = 0,4 < 0,6$ ;

$$\beta = N_H/N_B = 2632/1015,4 = 2,6 < 3.$$

Друга умова не виконується, тому таблицею 3.1 для визначення  $\mu_1$  і  $\mu_2$  користуватися не можна.

Визначимо параметри:

$$n = (1/5) \cdot (15,2/6,2) = 0,49;$$

$$\alpha_1 = (6,2/15,2) \sqrt{5/1} \cdot 2,6 = 0,57; \text{ за табл. Д.1, дод. Д } \mu_1 = 1,77;$$

$$\mu_2 = \mu_1/\alpha_1 = 1,77/0,57 = 3,1 > 3; \text{ тоді приймаємо } \mu_2 = 3.$$

Розрахункові довжини верхньої і нижньої частин колони в площині рами (в площині  $x-x$ ):  $l_{x2} = \mu_2 \cdot H_B = 3 \cdot 6,2 = 18,6$  м;

$$l_{x1} = \mu_1 \cdot H_H = 1,77 \cdot 15,2 = 26,9 \text{ м.}$$

Розрахункова довжина верхньої ( $l_{y2}$ ) і нижньої ( $l_{y1}$ ) частин колони з площини рами приймається рівною найбільшій відстані між місцями закріплення колони від зміщення уздовж будівлі. Іноді ставлять проміжні розпірки, які зменшують розрахункову довжину нижньої частини колони з площини рами. Для верхньої частини колони місцями закріплення є гальмівна балка або ферма і розпірки по колонах на рівні нижніх поясів крокв'яних ферм. Отже, розрахункова довжина верхньої частини колони з площини рами  $l_{y2} = H_B - h_6 = 6,2 - 1,65 = 4,55$  м, де  $h_6$  – висота підкранової балки,  $h_6 = 1,65$  м; розрахункова довжина нижньої частини колони з площини рами  $l_{y1} = H_H = 15,2$  м.

### 3.4 Розрахунок і конструювання верхньої частини колони

Переріз верхньої частини колони приймасмо у вигляді зварного двотавра. Потрібна площа перерізу дорівнює

$$A_{\text{пр}} = N/\varphi_e R_{y\gamma_c} \quad (3.1)$$

Для попереднього визначення площі перерізу можна користуватися приблизною формулою Ясинського

$$A_{\text{пр}} = N(1,25 + 2,2 e/h_B)/R_{y\gamma_c} \quad (3.2)$$

де  $e$  – ексцентриситет прикладання поздовжньої сили,  $e = M/N$ ;  $M$ ,  $N$  – дивись п. 3.2;

$h_B$  – висота перерізу верхньої частини колони;

$\varphi_e$  – коефіцієнт поздовжнього згину при позацентровому стиску, який визначається за табл. Д.2, дод. Д у залежності від двох параметрів:



1) умовної гнучкості  $\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = (I_{x2} / i_x) \sqrt{R_y / E}$  ( $I_{x2}$  – розрахункова довжина верхньої частини колони в площині рами;  $i_x$  – радіус інерції перерізу, поперечно приймається  $i_x = 0,42h_B$ );

2) приведеного ексцентриситету  $m_{ef} = \eta \cdot m$  ( $\eta$  – коефіцієнт впливу форми перерізу, визначається за табл. Д.3, дод. Д;  $m = e/\rho$ , тут  $e = M/N$ ;  $\rho$  – радіус ядра перерізу,  $\rho = W/A = i_x^2/z = i_x^2/0,5h_B$ ).

Визначивши  $A_{пт}$ , компоуємо переріз, враховуючи вимоги жорсткості, загальної стійкості перерізу в двох площинах і місцевої стійкості стінки і полиць зварного двотавра.

**ПРИКЛАД (продовження).** Визначаємо потрібну площу перерізу верхньої частини колони. Попередньо знаходимо такі параметри:

$$e = M/N = 180260/1015,4 = 178 \text{ см};$$

$$i_x = 0,42h_B = 0,42 \cdot 100 = 42 \text{ см};$$

$$\lambda_x = I_{x2}/i_x = 1860/42 = 44;$$

$$\rho = W/A = i_x^2/z = i_x^2/0,5h_B = 42^2/0,5 \cdot 100 = 35,28 \text{ см};$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 44 \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,47;$$

$$m_{ef} = \eta \cdot m = 1,37 \cdot 5,04 = 6,9; \text{ тут } m = e/\rho = 178/35,28 = 5,04;$$

$\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,47 = 1,37$  ( $\eta$  визначено за табл. Д.3, дод. Д, орієнтовно прийнявши  $A_f/A_{\omega} \approx 1$ ;  $A_f$  – площа перерізу полиці;  $A_{\omega}$  – площа перерізу стінки).

Знаходимо  $\varphi_e$  (табл. Д.2, дод. Д) за інтерполяцією при  $m_{ef} = 6,9$  і  $\bar{\lambda} = 1,47$ , отже  $\varphi_e = 0,184$ .

Потрібну площу перерізу визначаємо за формулою (3.1)  $A_{пт} = 1015,4/0,184 \cdot 23,0 \cdot 1,0 = 240,0 \text{ см}^2$ , а також за формулою (3.2)  $A_{пт} = 1015,4 \cdot (1,25 + 2,2 \cdot 178/100)/23 \cdot 1 = 228,0 \text{ см}^2$ . Приймаємо  $A_{пт} = 240 \text{ см}^2$ .

Виконуємо компоування перерізу. Товщину стінки зварного двотавра приймаємо  $t_{\omega} = 10 \text{ мм}$  ( $t_{\omega} = 6...12 \text{ мм}$ ), товщину полиць призначаємо в границях  $t_f \approx (1,5...2)t_{\omega}$ . Приймаємо  $t_f = 18 \text{ мм}$ . Враховуючи те, що висота перерізу  $h_B$  призначена при компоуванні каркаса ( $h_B = 1000 \text{ мм}$ ), визначимо висоту стінки двотавра:  $h_{\omega} = h_B - 2 \cdot t_f = 1000 - 2 \cdot 18 = 964 \text{ мм}$ . Потрібна площа полиці двотавра  $A_{f,пт} = (A_{пт} - h_{\omega} \cdot t_{\omega})/2 = (240 - 96,4 \cdot 1,0)/2 = 71,8 \text{ см}^2$ , а ширина полиці двотавра  $b_{f,пт} = A_{f,пт}/t_f = 71,8/1,8 = 39,9 \text{ см}$ . Виходячи з умови стійкості верхньої частини колони з площини дії моменту, ширину полиці  $b_f$  визначаємо з виразу  $b_f \geq I_{y2}/20 = 455/20 = 22,75 \text{ см}$ . З умови місцевої стійкості полиці повинна виконуватись вимога табл. 29 [1], а саме:  $b_{ef}/t_f \leq (0,36 + 0,1\bar{\lambda}) \sqrt{E/R_y} = (0,36 + 0,1 \cdot 1,47) \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 15,2$ , де  $b_{ef}$  – виступ полиці зварного двотавра, який дорівнює  $b_{ef} = (b_f - t_{\omega})/2$ .

З цих умов спочатку приймаємо  $b_f = 40 \text{ см}$  (узгоджено із сортаментом листової сталі – табл. Г.14 або Г.15, дод. Г [10]), при цьому  $A_f = 40 \cdot 1,8 =$

$= 72 \text{ см}^2 > A_{f, \text{нр}} = 71,8 \text{ см}^2$ . Місцева стійкість полиці забезпечена, тому що  $b_{cf}/t_f = (40 - 1)/2 \cdot 1,8 = 10,8 < 15,2$ .

Отже, розміри перерізу зварного двотавра будуть:

– стінки  $h_w \times t_w = 964 \times 10 \text{ мм}$ ;  $A_w = 96,4 \text{ см}^2$ ;

– полиць  $b_f \times t_f = 400 \times 18 \text{ мм}$ ;  $A_f = 72,0 \text{ см}^2$ ;

Площа перерізу  $A = A_w + 2A_f = 96,4 + 2 \cdot 72 = 240,4 \text{ см}^2 \approx A_{\text{нр}} = 240 \text{ см}^2$

(рис. 3.2).

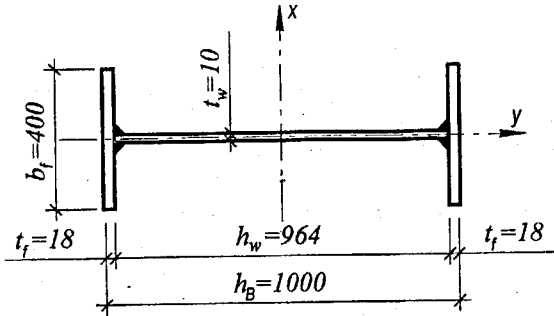


Рисунок 3.2 – Переріз верхньої частини колони

Для перевірки стійкості перерізу верхньої частини колони в обох площинах знаходимо геометричні характеристики.

Моменти інерції перерізу:

$$J_x = (h_w^3 \cdot t_w)/12 + (2b_f \cdot t_f^3)/12 + 2b_f \cdot t_f \cdot ((h_w + t_f)/2)^2 = (96,4^3 \cdot 1)/12 + (2 \cdot 40 \times 1,8^3)/12 + 2 \cdot 40 \cdot 1,8 \cdot ((96,4 + 1,8)/2)^2 = 421849 \text{ см}^4;$$

$$J_y = (2t_f \cdot b_f^3)/12 + (h_w \cdot t_w^3)/12 = (2 \cdot 1,8 \cdot 40^3)/12 + (96,4 \cdot 1^3)/12 = 19208 \text{ см}^4.$$

Моменти опору перерізу  $W_x = J_x/z = 421849/50 = 8437 \text{ см}^3$ , де  $z = 0,5h_b = 0,5 \cdot 100 = 50 \text{ см}$ .

Радіус ядра перерізу  $\rho = W_x/A = 8437/240,4 = 35,1 \text{ см}$ .

Радіуси інерції перерізу:  $i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{421849/240,4} = 41,9 \text{ см}$ ;

$i_y = \sqrt{J_y/A} = \sqrt{19208/240,4} = 8,94 \text{ см}$ .

Гнучкість стержня в обох площинах:

$$\lambda_x = l_{x2}/i_x = 1860/41,9 = 44,39 < \lambda_{ef} = 120 \text{ (табл. 19 [1])};$$

$$\lambda_y = l_{y2}/i_y = 455/8,94 = 51 < \lambda_{ef} = 120.$$

Умовна гнучкість стержня

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \cdot \sqrt{R_y/E} = 44,39 \cdot \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 1,48.$$

Відносний ексцентриситет

$$m = e/\rho = M/N\rho = 180260/1015,4 \cdot 35,1 = 5,06.$$

Відношення  $A_f/A_w = 72/96,4 = 0,75$ ; згідно табл. Д.3, дод. Д коефіцієнт впливу форми перерізу  $\eta$  визначається за інтерполяцією між величиною 1,25 і значенням  $\eta = 1,4 - 0,02\bar{\lambda} = 1,4 - 0,02 \cdot 1,48 = 1,37$ ;  $\eta = 0,5(1,25 + 1,37) = 1,31$  (тип перерізу 5, табл. Д.3, дод. Д).

Приведений відносний ексцентриситет  $m_{ef} = \eta \cdot m = 1,31 \cdot 5,06 = 6.63$ .

Коефіцієнт поздовжнього згину при позacentровому стиску  $\phi_e$  визначаємо в залежності від параметрів  $\bar{\lambda} = 1,48$  і  $m_{ef} = 6,63$ ,  $\phi_e = 0,190$  (табл. Д.2, дод. Д).

Стійкість прийнятого перерізу в площині дії моменту перевіряємо за формулою (51 [1])

$$\sigma = N/\phi_e A \leq R_y \gamma_c; \quad (3.3)$$

$$\sigma = 1015,4/0,190 \cdot 240,4 = 22,2 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23 \text{ кН/см}^2.$$

Недонапруження становить  $\Delta = ((R_y \gamma_c - \sigma)/R_y \gamma_c) \cdot 100\% = ((23 - 22,2)/23) \times 100\% = 3,5\% < 5\%$ , що допускається (п. 1.9 [1]).

### 3.5 Перевірка місцевої стійкості елементів перерізу

Перевірка місцевої стійкості полиць зварного двотавра виконувалась при призначенні їх розмірів. Для перевірки місцевої стійкості стінки визначимо два параметри:  $\alpha = (\sigma - \sigma')/\sigma$  і  $\tau$ , де  $\sigma$  – найбільше напруження стиснення у розрахунковій границі стінки, яке приймається зі знаком “+” і розраховується без урахування коефіцієнта поздовжнього згину:

$$\sigma = (N/A) + (M/W_x) = (1015,4/240,4) + (180260/8437) = 25,59 \text{ кН/см}^2;$$

$\sigma'$  – відповідне напруження у протилежній розрахунковій границі стінки:

$$\sigma' = (N/A) - (M/W_x) = (1015,4/240,4) - (180260/8437) = -17,1 \text{ кН/см}^2;$$

$$\text{Параметри: } \alpha = [25,59 - (-17,1)]/25,59 = 1,67;$$

$$\tau = Q_d/h_w \cdot t_w = 196,4/96,4 \cdot 10 = 2,0 \text{ кН/см}^2,$$

де  $Q_d$  – поперечна сила (п. 3.2).

У зв'язку з тим, що  $\alpha = 1,67 > 1,0$ , відношення розрахункової висоти стінки до товщини  $h_w/t_w$  потрібно приймати не більше значення, яке знаходиться за формулою (90 [1])

$$\left[ \frac{h_{ef}}{t_w} \right]_{\max} = 4,35 \sqrt{\frac{(2\alpha - 1) \cdot E}{\sigma \cdot (2 - \alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\beta^2})}} \leq 3,8 \sqrt{E/R_y}, \quad (3.4)$$

де  $\beta = 1,4 \cdot (2\alpha - 1) \cdot \tau/\sigma$ ;  $h_{ef} = h_w$  (для зварних перерізів).

**Примітка.** При  $\alpha \leq 0,5$  найбільше відношення  $[h_{ef}/t_w]_{\max}$  приймається як для центрово-стиснутих елементів (п. 7.14 [1]); при  $0,5 < \alpha < 1$  – за лінійною інтерполяцією між значеннями, які розраховуються при  $\alpha = 0,5$  і  $\alpha = 1$ .

$$\text{Отже: } \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} = \frac{96,4}{1,0} = 96,4 < \left[ \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \right]_{\max} = 4,35 \sqrt{\frac{(2 \cdot 1,67 - 1) \cdot 2,06 \cdot 10^4}{25,59 \cdot (2 - 1,67 + \sqrt{1,67^2 + 4 \cdot 0,26^2})}} =$$

$$= 131 \text{ і } \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} = 96,4 < \left[ \frac{h_{ef}}{t_{\omega}} \right]_{\max} = 3,8 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 114,$$

$$\text{тут } \beta = 1,4 (2 \cdot 1,67 - 1) \cdot 2,0 / 25,58 = 0,26.$$

Фактична гнучкість стінки виявилась меншою граничної, отож місцева стійкість стінки забезпечена.

### 3.6 Перевірка загальної стійкості верхньої частині колони з площини дії згинального моменту

Перевірка виконується за формулою (56 [1])

$$\sigma = N/c \cdot \phi_y \cdot A \leq R_y \gamma_c \quad (3.5)$$

де  $\phi_y$  – коефіцієнт поздовжнього згину, знаходиться за табл. 7.2 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10] в залежності від  $\lambda_y = 51$  (п. 3.4),  $\phi_y = 0,852$ ;  $c$  – коефіцієнт, який враховує вплив згинального моменту в перпендикулярній площині. Його визначають за формулами (57 і 58 [1]):

при  $m_x \leq 5$

$$c = \beta / (1 + \alpha \cdot m_x), \quad (3.6)$$

тут  $\alpha$  і  $\beta$  – коефіцієнти, які визначаються за табл. Д.4, дод. Д;

при  $m_x \geq 10$

$$c = 1 / (1 + m_x \cdot \phi_y / \phi_6), \quad (3.7)$$

тут  $\phi_6$  – коефіцієнт зниження розрахункового опору при втраті стійкості балок, для перевірки стійкості колон можна прийняти  $\phi_6 = 1$ ;

при  $5 < m_x < 10$  (59 [1])

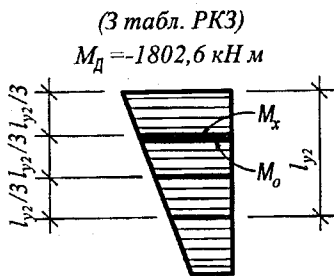
$$c = c_5 (2 - 0,2m_x) + c_{10} (0,2m_x - 1), \quad (3.8)$$

тут  $c_5$  – визначають за формулою (3.6) при  $m_x = 5$ , а  $c_{10}$  – за формулою (3.7) при  $m_x = 10$ .

При визначенні відносного ексцентриситету  $m_x = M_x \cdot A / N \cdot W_x$  за розрахунковий момент приймається максимальний момент у границях середньої третини довжини, але менше половини найбільшого за довжиною стержня моменту (рис. 3.3).

При гнучкості  $\lambda_y > \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y}$ , коефіцієнт  $c$  не повинен перевищувати значень, які знаходяться згідно з п. 5.31 [1]. У всіх випадках  $c < 1$ .

У даному прикладі спочатку визначаємо відносний ексцентриситет  $m_x$ . Для цього знайдемо максимальний момент  $M_x$  в середній третині розрахункової довжини стержня (рис. 3.3).



$$M_{BB} = -527,0 \text{ кН м}$$

(Розраховано при відповідних з  $M_D$  навантаженнях)

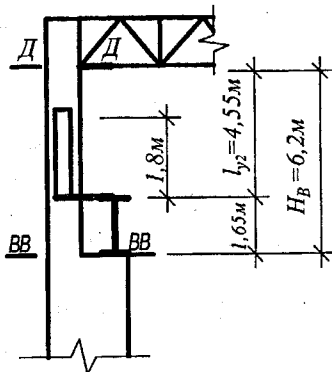


Рисунок 3.3 – До визначення розрахункового згинального моменту  $M_x$

$$M_x = M_{BB} + (M_D - M_{BB})/H_B \cdot (H_B - 1/3 l_{y2}) = -527 + ((-1802,6) - (-527))/6,2 \times (6,2 - 1/3 \cdot 4,55) = -1490,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

де  $M_D$  – згинальний момент в перерізі “Д”, який взято з табл. РКЗ при статистичному розрахунку рами (табл. 3.3 [10]);

$M_{BB}$  – згинальний момент в перерізі над виступом колони, який підраховано при тих же навантаженнях, що і  $M_D$ .

Приймаємо до розрахунку  $M_x$ , тому що

$$M_x = 1490,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{\max}/2 = 1802,6/2 = 901,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Відносний ексцентриситет

$$m_x = M_x \cdot A/N \cdot W_x = 149040 \cdot 240,4/1015,4 \cdot 8437 = 4,2.$$

У зв'язку з тим, що  $m_x = 4,2 < 5$ , коефіцієнт  $c = \beta/(1 + \alpha \cdot m_x)$ .

Значення  $\alpha$  і  $\beta$  знаходимо за табл. Д.4, дод. Д:

$$\lambda_y = 51 < \lambda_c = 3,14 \sqrt{E/R_y} = 3,14 \sqrt{2,06 \cdot 10^4/23} = 94; \beta = 1,0;$$

$$\alpha = 0,65 + 0,05 \cdot m_x = 0,65 + 0,05 \cdot 4,2 = 0,86.$$

$$c = 1/(1 + 0,86 \cdot 4,2) = 0,22.$$

Перевіряємо стійкість верхньої частини колони з площини дії моменту за формулою (3.5)

$$\sigma = 1015,4/(0,22 \cdot 0,852 \cdot 240,4) = 22,53 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

**Висновок:** загальна стійкість верхньої частини колони в обох площинах і місцева стійкість полиць і стінки перерізу забезпечені. Остаточоно приймаємо зварний двотавр з розмірами:

$$\text{полиць } b_f \times t_f = 400 \times 18 \text{ мм};$$

$$\text{стінки } h_w \times t_w = 964 \times 10 \text{ мм}.$$

### 3.7 Конструювання верхньої частини колони

Стінки суцільних колон (п. 7.21 [1]) при

$$h_w/t_w \geq 2,3 \sqrt{E/R_y} \quad (3.9)$$

закріплюються поперечними ребрами жорсткості, які розташовані на відстані  $(2,5...3) h_w$  одне від одного і які збільшують жорсткість колони при крученні. На кожному відправному елементі повинно бути не менше двох ребер.

Ширину виступаючої частини ребра  $b_r$  приймають не меншу ніж:

$(h_w/30) + 40$  мм – для парного симетричного ребра;

$(h_w/24) + 50$  мм – для одностороннього ребра;

Товщину ребра  $t_r$  приймають не меншу ніж  $2b_r \sqrt{R_y/E}$  (п. 7.10 [1]).

Зварні шви, які з'єднують стінку і полиці в складених перерізах, потрібно виконувати суцільними. Мінімальний катет швів призначений за табл. 38 [1] або табл. Г.4, дод. Г [10].

У колонах будівель, які експлуатуються в неагресивних або малоагресивних середовищах, якщо температура вище ніж  $-40^\circ \text{C}$  можна використовувати односторонні шви, крім місць з'єднання вертикальних зв'язків, а також кронштейнів, балок та інших елементів. У цих місцях є обов'язкове двостороннє зварювання.

У даному прикладі катет полицьового шва прийнято  $k_f = 6$  мм.

Перевіряємо умову установлення ребер жорсткості за формулою (3.9)

$h_w/t_w = 96,4/1,0 = 96,4 > 2,3 \sqrt{2,06 \cdot 10^4 / 23} = 68,8$ . Отже, ребра жорсткості є необхідними. Вони установлюються на відстанях: від гальмівної балки  $a_1 = 230$  см, на рівні нижнього пояса кроквяної ферми  $a_2 = 225$  см, на рівні верхнього пояса –  $a_3 = 315$  см. Оскільки в границях висоти ферми переріз колони зменшується ( $h_w' = 700$  мм), приблизно в середині цієї висоти передбачається допоміжне парне ребро жорсткості (рис. 3.4). Розміри парних ребер жорсткості:  $b_r = (964/30) + 40 \approx 80$  мм,  $t_r = 2 \cdot 80 \cdot \sqrt{23/2,06 \cdot 10^4} = 0,53$  см. Приймаємо  $b_r \times t_r = 80 \times 6$  мм (рис. 3.4).

При використанні мостових кранів з групами режимів роботи 7К і 8К в стінці верхньої частини колони на рівні гальмівної балки влаштовується отвір розміром  $400 \times 1800$  мм, в якому розміщується настил для обслуговуючого персоналу. Отвір обварюється по контуру пластинами розміром  $80 \times 6$  мм (рис. 3.4).

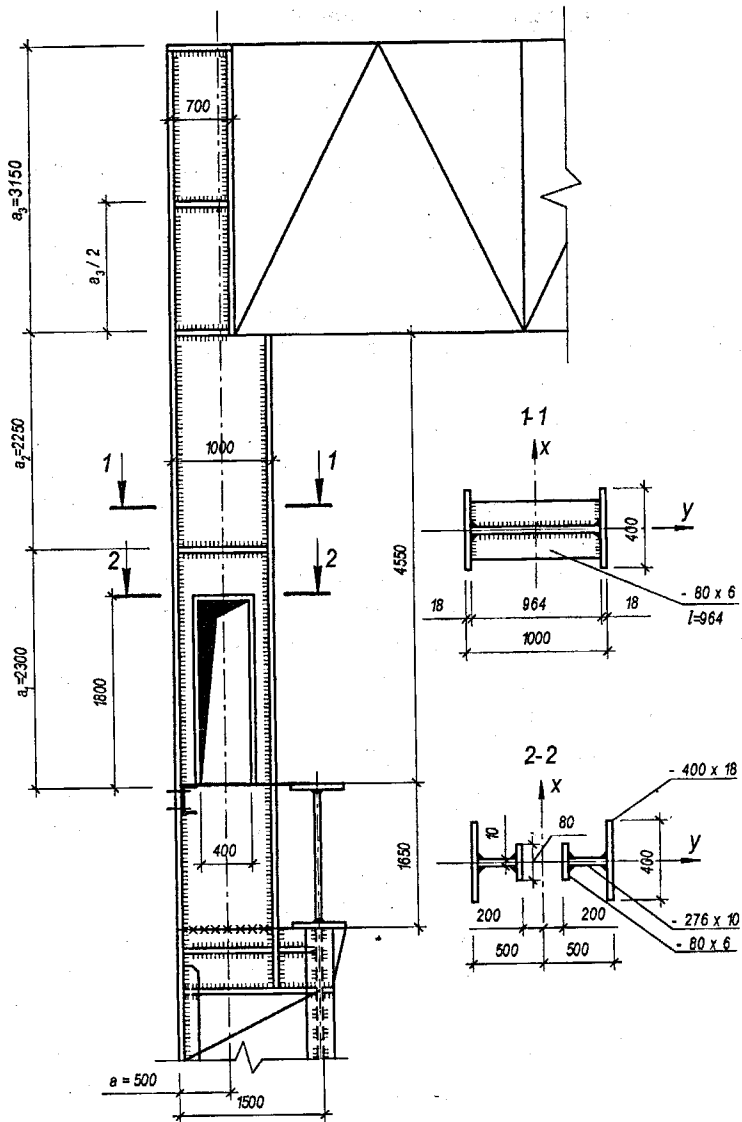


Рисунок 3.4 – Конструювання верхньої частини колони

### 3.8 Перевірка стійкості верхньої частини колони в місці отвору

Перевіряємо стійкість перерізу верхньої частини колони в місці отвору на висоті 3,45 м від уступу колони (рис. 3.4, переріз 2-2) в площині дії згинального моменту за формулою

$$\sigma = N/\varphi_e \cdot A_0 \leq R_y \gamma_c, \quad (3.10)$$

де  $N = 1015,4$  кН (взято з таблиці 3.3 [10] для перерізу "Д");

$A_0$  = площа перерізу в місці отвору,

$$A_0 = 2(40 \cdot 1,8 + 27,6 \cdot 1 + 8,0 \cdot 0,6) = 208,8 \text{ см}^2.$$

Для визначення  $\varphi_e$  знаходимо геометричні характеристики перерізу:

$$J_x = 2(40 \cdot 1,8^3/12 + 40 \cdot 1,8 \cdot 49,1^2 + 1 \cdot 27,6^3/12 + 1 \cdot 27,6 \cdot 34,4^2 + 8 \times 0,6 \cdot 20,3^2) = 419977 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x / A_0} = \sqrt{419977 / 208,8} = 44,8 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{x2} / i_x = 1860 / 44,8 = 41,5, \text{ тут } l_{x2} \text{ дивись п. 3.3};$$

$$\bar{\lambda} = \lambda_x \sqrt{R_y / E} = 41,5 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,39;$$

$$W_x = J_x / 0,5h_b = 419977 / 0,5 \cdot 100 = 8400 \text{ см}^3, \text{ тут } h_b = 100 \text{ см};$$

$$\rho = W_x / A_0 = 8400 / 208,8 = 40,2 \text{ см}.$$

Відносний ексцентриситет

$$m = M_0 / N \cdot \rho, \quad (3.11)$$

де  $M_0$  – згинальний момент в перерізі 2-2 (рис. 3.3 і 3.4)

$$M_0 = M_{\text{вв}} + (M_{\text{д}} - M_{\text{вв}}) \cdot (1,65 + 1,8) / H_b = -527 + (-1802,6 + 527) \cdot 3,45 / 6,2 = -1237 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тоді, згідно з (3.11),  $m = 123700 / 1015,4 \cdot 40,2 = 3,03$ .

Приведений відносний ексцентриситет  $m_{\text{ef}} = \eta \cdot m = 1,52 \cdot 3,03 = 4,60$ ,

$$\text{тут } \eta = (1,9 - 0,1m) - 0,02(6 - m) \cdot \bar{\lambda} = (1,9 - 0,1 \cdot 3,03) - 0,02(6 - 3,03) \times 1,39 = 1,52 \text{ (табл. Д.3, дод. Д, тип перерізу 5 при } A_f / A_w = 72 / 64,8 > 1).$$

За табл. Д.2, дод. Д при  $\bar{\lambda} = 1,39$  і  $m_{\text{ef}} = 4,6$  приймаємо  $\varphi_e = 0,261$ .

Отже, згідно з (3.10)

$$\sigma = 1015,4 / 0,261 \cdot 208,8 = 18,6 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2.$$

Таким чином, стійкість верхньої частини колони в місці отвору забезпечена.

### 3.9 Підбір перерізу нижньої частини колони і перевірка стійкості її віток

Приймаємо переріз нижньої частини колони наскрізним, яка складається з двох віток, з'єднаних між собою розкісною системою решітки з одинарних кутників. Висота перерізу (з компоувальної частини проекту) дорівнює  $h_{\text{н}} = 1500$  мм.

Підкранову вітку колони приймаємо з гарячекатаного двотавра (ГОСТ 8239-89) або двотавра з паралельними гранями полиць (19281-89), зовнішню вітку – складеного зварного перерізу з трьох листів (рис. 3.5).



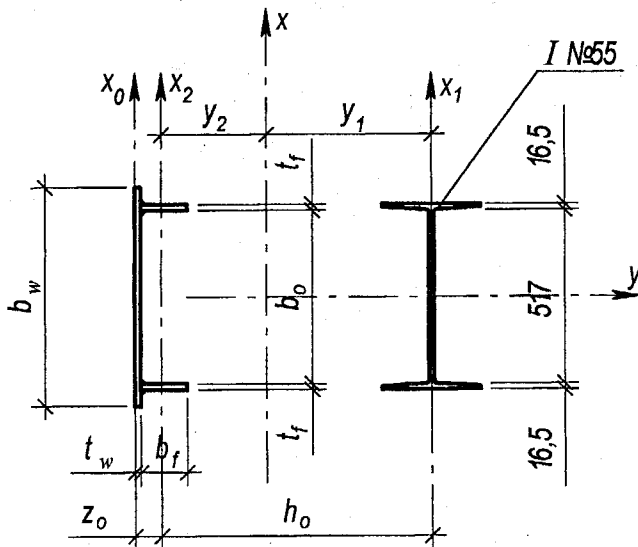


Рисунок 3.5 – Переріз нижньої частини колони (перший варіант)

Нижню частину колони розраховуємо окремо по вітках. Розрахункові комбінації зусиль розкладаємо також по вітках, а потім кожен вітку розраховуємо як центровано-стиснутий стержень.

Зусилля, які сприймають вітки колони:

– підкранова

$$N_{B1} = (N_1 \cdot y_2) / h_0 + M_1 / h_0; \quad (3.12)$$

– зовнішня

$$N_{B2} = (N_2 \cdot y_1) / h_0 + M_2 / h_0; \quad (3.13)$$

де  $N_1$ ,  $M_1$  і  $N_2$ ,  $M_2$  – розрахункові комбінації зусиль (п. 3.2);  $h_0$  – робоча висота перерізу колони (відстань між центрами ваги віток),  $h_0 = h_n - z_0$ , тут  $z_0$  – відстань від центра ваги зовнішньої вітки до зовнішньої грані цієї вітки, орієнтовно приймається в першому наближенні  $z_0 \approx 3 \dots 8$  см (рис. 3.5);  $y_1$ ,  $y_2$  – відстані від центра ваги перерізу колони до осі підкранової вітки і осі зовнішньої;  $y_1$  знаходимо за приблизною формулою

$$y_1 = (|M_2| / |M_1| + |M_2|) \cdot h_0; \quad y_2 = h_0 - y_1. \quad (3.14)$$

Потрібні площі перерізів:

– підкранової вітки

$$A_{B1} = N_{B1} / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.15)$$

– зовнішньої вітки

$$A_{B2} = N_{B2} / \varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c; \quad (3.16)$$

де  $\varphi$  – коефіцієнт повздовжнього згину, приймається в першому наближенні,  $\varphi = 0,6 \dots 0,8$ .

Далі komponуємо переріз віток і перевіряємо їх стійкість в обох площинах.

**ПРИКЛАД (продовження).** Розрахункові комбінації зусиль (див. вище):

– для розрахунку підкранової вітки

$$M_1 = -1489,7 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_1 = -2774,8 \text{ кН};$$

– для розрахунку зовнішньої вітки

$$M_2 = 2971,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_2 = -1520,0 \text{ кН};$$

– для розрахунку решітки колони  $Q_A = -289 \text{ кН}$ .

Розрахункова довжина нижньої частини колони в площині рами (в площині дії моменту)  $l_{x1} = 2690 \text{ см}$ ; те ж, з площини рами  $l_{y1} = 1520 \text{ см}$ .

Висота перерізу нижньої частини колони  $h_n = 150 \text{ см}$ . Матеріал – сталь С235:  $R_y = 230 \text{ МПа}$  (лист, фасон  $t = 2 \dots 20 \text{ мм}$ ),  $R_y = 220 \text{ МПа}$  (лист, фасон  $t = 21 \dots 40 \text{ мм}$ ); коефіцієнт умов роботи колони  $\gamma_c = 1$  (табл.6 [1]).

Задаємось величиною  $z_0 = 5 \text{ см}$ , тоді  $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5 = 145 \text{ см}$ ; координати центрів ваги віток колони визначаємо за формулами (3.14):

$$y_1 = 297160 / (148970 + 297160) \cdot 145 = 96,6 \text{ см};$$

$$y_2 = 145 - 96,6 = 48,4 \text{ см}.$$

Зусилля у вітках колони:

$$\text{– у підкрановій (3.12) } N_{n1} = (N_1 \cdot y_2) / h_0 + M_1 / h_0 = (2774,8 \cdot 48,4) / 145 + 148970 / 145 = 1954 \text{ кН},$$

тут зусилля  $N_1$  і  $M_1$  виявляють однакові впливи (довантажувальні) на роботу підкранової вітки і взяті з однаковими знаками;

– у зовнішній вітці (3.13)  $N_{n2} = (N_2 \cdot y_1) / h_0 + M_2 / h_0 = (1520 \cdot 96,6) / 145 + 297160 / 145 = 3062 \text{ кН}$ , тут зусилля  $N_2$  і  $M_2$  також однаково (довантажувально) впливають на роботу зовнішньої вітки і взяті з однаковими знаками.

Потрібні площі перерізів віток:

$$\text{– підкранової (3.15) } A_{n1} = 1954 / 0,75 \cdot 23 \cdot 1 = 113,3 \text{ см}^2;$$

– зовнішньої (3.16)  $A_{n2} = 3062 / 0,75 \cdot 23 \cdot 1 = 177,5 \text{ см}^2$ , де  $\varphi$  приймаємо у першому наближенні,  $\varphi = 0,75$ .

Призначаємо перерізи віток колони.

За умови забезпечення загальної стійкості колони з площини дії моменту висота двотавра підкранової вітки призначається в межах  $(1/20 \dots 1/30) H_n$ , тобто  $(1/20 \dots 1/30) \cdot 1520 = (76 \dots 51) \text{ см}$ , що відповідає гнучкості  $\lambda = 60 \dots 100$ .

Приймаємо прокатний двотавр I № 55 (рис. 3.5). Із сортаменту (табл. Д,9, дод. Д) виписуємо геометричні характеристики  $A_{n1}(A) = 118 \text{ см}^2$ ;  $J_{y1}(J_x) = 55962 \text{ см}^4$ ;  $i_{y1}(i_x) = 21,8 \text{ см}$ ;  $i_{x1}(i_y) = 3,39 \text{ см}$  (в дужках наведено позначки

характеристик за ГОСТ). Осі віток  $y_1$  і  $y_2$  та загальна вісь перерізу у збігаються.

Гнучкості підкранової вітки:

– з площини рами (з площини дії моменту)  $\lambda_{y1} = l_{y1}/i_{y1} = 1520/21,8 = 70 < \lambda_{ef} = 120$ ,

тут  $\lambda_{ef}$  – гранична гнучкість вітки (табл. 19 [1]);

– в площині рами (в площині дії моменту)  $\lambda_{x1} = l_{x1}/i_{x1}$ ,

де  $l_{x1}$  – відстань між вузлами решітки, яка визначається з умови рівності гнучкості підкранової вітки в площині 1 з площини рами:  $\lambda_{x1} = l_{x1}/i_{x1} = \lambda_{y1}$ ,  $l_{x1} = \lambda_{y1} \cdot i_{x1} = 70 \cdot 3,39 = 237,3$  см.

Приймаємо  $l_{x1} = 238$  см, що є кратним розміру  $(H_n - h_{tr}) = 1520 - 90 = 1430$  см,

тут  $h_{tr}$  – висота траверси в місці зміни перерізу колони:  $h_{tr} = (0,5...0,8)h_n$ , прийнято  $h_{tr} = 0,6h_n = 0,6 \cdot 150 = 90$  см.

Тоді  $\lambda_{x1} = l_{x1}/i_{x1} = 238/3,39 = 70,2 < \lambda_{ef} = 120$ .

Перевіряємо стійкість вітки в площині найбільшої гнучкості:

$\lambda_{x1} = 70,2$ ,  $\varphi = 0,761$  (табл. 72 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10]):

$$\sigma_1 = N_{B1}/\varphi \cdot A_{B1} \quad (3.17)$$

$$\sigma_1 = 1954/0,761 \cdot 118 = 21,8 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23,0 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість підкранової вітки в обох площинах забезпечена.

Компонуємо переріз зовнішньої вітки колони (рис. 3.5).

Відстань між полицями зварного швелера  $b_0$  приймаємо рівною відстані між полицями прокатного двотавра  $b_0 = 550 - 2 \cdot 16,5 = 517$  мм; товщини стінки і полиць приймаємо однаковими, але не менше товщини полиць зварного двотавра верхньої частини колони  $t_w = t_f = 18$  мм; висоту стінки зварного швелера з урахуванням зварних швів приймаємо  $b_w = b_0 + 2t_f + 2(10...20) = 517 + 2 \cdot 18 + 27 = 580$  мм (бажано, щоб цей розмір був узгоджений із сортаментом). Визначаємо ширину полиць зварного швелера  $b_f = (A_{B2} - b_w \cdot t_w)/2t_f = (177,5 - 58 \cdot 1,8)/2 \cdot 1,8 = 20,3$  см.

Приймаємо  $b_f = 200$  мм (конструктивно  $b_f \geq 80$  мм).

Геометричні характеристики зовнішньої вітки:

$$A_{B2} = 58 \cdot 1,8 + 2 \cdot 20 \cdot 1,8 = 176,4 \text{ см}^2;$$

$$z_0 = \Sigma S_{x0}/A_{B2} = [58 \cdot 1,8 \cdot 0,9 + 2 \cdot 20 \cdot 1,8 \cdot (10 + 1,8)]/176,4 = 5,3 \text{ см};$$

$$J_{x2} = 58 \cdot 1,8^3/12 + 58 \cdot 1,8 \cdot (5,3 - 0,9)^2 + 2 \cdot 1,8 \cdot 20^3/12 + 2 \cdot 1,8 \cdot 20 \times (11,8 - 5,3)^2 = 7491 \text{ см}^4;$$

$$i_{x2} = \sqrt{J_{x2}/A_{B2}} = \sqrt{7491/176,4} = 6,5 \text{ см};$$

$$J_{y2} = 1,8 \cdot 58^3/12 + 2 \cdot 20 \cdot 1,8^3/12 + 2 \cdot 20 \cdot 1,8 \cdot ((51,7 + 1,8)/2)^2 = 80807 \text{ см}^4;$$

$$i_{y2} = \sqrt{J_{y2}/A_{B2}} = \sqrt{80807/176,4} = 21,4 \text{ см};$$

Гнучкість в обох площинах:

$$\lambda_{x2} = l_{x1}/i_{x2} = 238/6,5 = 37 < \lambda_{ef} = 120;$$

$$\lambda_{y2} = l_{y1}/i_{y2} = 1520/21,4 = 71 < \lambda_{ef} = 120.$$

Перевіряємо стійкість зовнішньої вітки колони в площині більшої гнучкості:  $\lambda_{y2} = 71$ , при цьому  $\varphi = 0,755$  (табл. 72 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10]).

Коригуємо значення  $N_{b1}$  і  $N_{b2}$  з урахуванням того, що  $z_0 = 5,3$  см відрізняється від попередньо прийнятого ( $z_0 = 5$  см). Для цього уточнюємо координати  $y_1$  і  $y_2$  при  $h_0 = h_n - z_0 = 150 - 5,3 = 144,7$  см;

$$y_1 = A_{b2} \cdot h_0 / A; \quad y_2 = h_0 - y_1,$$

$$\text{тут } A = A_{b1} + A_{b2} = 118,0 + 176,4 = 294,4 \text{ см}^2.$$

$$\text{Отже, } y_1 = 176,4 \cdot 144,7 / 294,4 = 86,7 \text{ см; } y_2 = 144,7 - 86,7 = 58 \text{ см.}$$

За формулами (3.12) і (3.13) визначаємо зусилля у вітках:

$$N_{b1} = (N_1 \cdot y_2) / h_0 + M_1 / h_0 = (2774,8 \cdot 58) / 144,7 + 148970 / 144,7 = 2141,7 \text{ кН;}$$

$$N_{b2} = (N_2 \cdot y_1) / h_0 + M_2 / h_0 = (1520 \cdot 86,7) / 144,7 + 297160 / 144,7 = 2964 \text{ кН.}$$

Перевірку стійкості зовнішньої вітки виконуємо за формулою

$$\sigma_2 = N_{b2} / \varphi \cdot A_{b2} \quad (3.18)$$

$$\sigma_2 = 2964 / 0,755 \cdot 176,4 = 22,2 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23,0 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість зовнішньої вітки в обох площинах забезпечена.

Залишається перевірити знову стійкість підкранової вітки з урахування деякого збільшення зусилля,  $N_{b1} = 2141,7$  кН. Згідно з (3.17)  $\sigma_1 = 2141,7 / 0,761 \cdot 118 = 23,9 \text{ кН/см}^2 > 23,0 \text{ кН/см}^2$ .

Виявилось, що підкранова вітка колони перенапружена, що не допускається. Виконуємо її підсилення. Приймаємо двотавр з паралельними гранями полиць I № 60Б1 (табл. Д.10, дод. Д):  $A_{b1} = 135,26 \text{ см}^2$ ;  $J_{y1} = 78760 \text{ см}^4$ ;  $i_{y1} = 24,13$  см;  $J_{x1} = 3154 \text{ см}^4$ ;  $i_{x1} = 4,83$  см.

Переріз зовнішньої вітки також коригуємо (рис. 3.6).

$$\text{Площа поперечного перерізу } A = A_{b1} + A_{b2} = 135,26 + (63 \cdot 1,8 + 2 \cdot 18 \times 1,8) = 313,46 \text{ см}^2, \text{ при цьому } A_{b2} = 178,2 \text{ см}^2.$$

Геометричні характеристики зовнішньої вітки:

$$z_0 = (63 \cdot 1,8 \cdot 0,9 + 2 \cdot 18 \cdot 1,8 \cdot (9,0 + 1,8)) / 178,2 = 801,9 / 178,2 = 4,5 \text{ см;}$$

$$J_{x2} = 63 \cdot 1,8^3 / 12 + 63 \cdot 1,8 \cdot (4,5 - 0,9)^2 + 2 \cdot 1,8 \cdot 18^3 / 12 + 2 \cdot 1,8 \cdot 18 \times (10,8 - 4,5)^2 = 5821,8 \text{ см}^4; \quad i_{x2} = \sqrt{J_{x2} / A_{b2}} = \sqrt{5821,8 / 178,2} = 5,72 \text{ см;}$$

$$J_{y2} = 1,8 \cdot 63^3 / 12 + 2 \cdot 18 \cdot 1,8^3 / 12 + 2 \cdot 18 \cdot 1,8 \cdot 29,0^2 = 92021 \text{ см}^4;$$

$$i_{y2} = \sqrt{J_{y2} / A_{b2}} = \sqrt{92021 / 178,2} = 22,7 \text{ см.}$$

Знову визначимо  $l_{b1}$  з умови рівності стійкості підкранової вітки в площині і з площини рами:  $\lambda_{x1} = l_{b1} / i_{x1} = \lambda_{y1}$ :

$$l_{b1} = \lambda_{y1} \cdot i_{x1} = 63 \cdot 4,83 = 304 \text{ см,}$$

$$\text{де } \lambda_{y1} = l_{y1} / i_{y1} = 1520 / 24,13 = 63.$$

Приймаємо  $l_{b1} = 284$  см, що є кратним розміру  $(H_n - h_{tp} - d) = 1520 - 90 - 10 = 1420$  см,

де  $d$  – проміжок між останнім розкосом і опорною плитою бази колони.

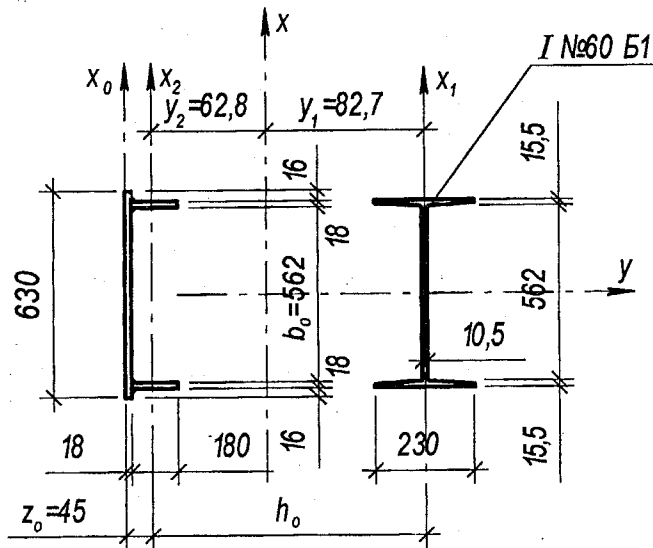


Рисунок 3.6 – Переріз нижньої частини колони (другий варіант)

Знову визначаємо  $N_{B1}$  і  $N_{B2}$  з урахуванням таких факторів:

$$h_0 = h_n - z_0 = 150 - 4,5 = 145,5 \text{ см}; y_1 = A_{B2} \cdot h_0 / A = 178,2 \cdot 145,5 / 313,46 = 82,7 \text{ см}; y_2 = h_0 - y_1 = 145,5 - 82,7 = 62,8 \text{ см};$$

$$N_{B1} = (N_1 \cdot y_2) / h_0 + (M_1 / h_0) = (2774,8 \cdot 62,8 / 145,5) + (148970 / 145,5) = 2221,5 \text{ кН.}$$

$$N_{B2} = (N_2 \cdot y_1) / h_0 + (M_2 / h_0) = (1520 \cdot 82,7 / 145,5) + (297160 / 145,5) = 2906 \text{ кН.}$$

Перевірка стійкості підкранової вітки:

$$\lambda_{x1} = l_{B1} / i_{x1} = 284 / 4,83 = 59; \lambda_{y1} = l_{y1} / i_{y1} = 1520 / 24,13 = 63;$$

гнучкості  $\lambda_{y1} = 63$  відповідає  $\varphi = 0,796$ ; згідно з (3.17)  $\sigma_1 = N_{B1} / \varphi \cdot A_{B1} = 2221,5 / 0,796 \cdot 135,26 = 20,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23,0 \text{ кН/см}^2$ .

Стійкість підкранової вітки в обох площинах забезпечена.

Недонапруження становить

$$\Delta = (R_y \gamma_c - \sigma) / R_y \gamma_c \cdot 100\% = ((23 - 20,6) / 23) \cdot 100\% = 10,4\% > 5\%,$$

що для перерізу з прокатних профілів допускається.

Перевірка стійкості зовнішньої вітки:

$$\lambda_{x2} = l_{B1} / i_{x2} = 284 / 5,72 = 50; \lambda_{y2} = l_{y2} / i_{y2} = 1520 / 22,7 = 67;$$

гнучкості  $\lambda_{y2} = 67$  відповідає  $\varphi = 0,776$ ;

Згідно з (3.18)

$$\sigma_2 = N_{B2} / \varphi \cdot A_{B2} = 2906 / 0,776 \cdot 178,2 = 21,0 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 23,0 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість зовнішньої вітки в обох площинах забезпечена.

Недонапруження становить

$\Delta = ((23 - 21,0)/23) \cdot 100\% = 8,7\% > 5\%$ , що для складених перерізів не допускається (п.1.9 [1]).

Вносимо ще одну зміну в переріз зовнішньої вітки колони: ширину полиць зварного швелера знижуємо зі 180 до 160 мм, інші розміри приймаємо без зміни.

Геометричні характеристики перерізу зовнішньої вітки (наведено тільки результати розрахунків):

$$A_{в2} = 171 \text{ см}^2; z_0 = 3,9 \text{ см}; J_{x2} = 4285,1 \text{ см}^4; i_{x2} = 5,0 \text{ см}; J_{y2} = 85964 \text{ см}^4; i_{y2} = 22,42 \text{ см}; \lambda_{x2} = 57; \lambda_{y2} = 68; \varphi = 0,771.$$

Уточнюємо координати центра ваги всього перерізу колони і зусилля у вітках:

$$h_0 = 150 - 3,9 = 146,1 \text{ см}; y_1 = 81,6 \text{ см}; y_2 = 64,5 \text{ см}; N_{в1} = 2245 \text{ кН}; N_{в2} = 2883 \text{ кН}.$$

Напруження у вітках згідно з (3.17) і (3.18):

$$\begin{aligned} & - \text{підкрановій } \sigma_1 = 2245/0,796 \cdot 135,26 = 20,9 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2; \\ & - \text{зовнішній } \sigma_2 = 2883/0,771 \cdot 171 = 21,9 \text{ кН/см}^2 < 23 \text{ кН/см}^2. \end{aligned}$$

Стійкість обох віток забезпечена.

Недонапруження складеного перерізу зовнішньої вітки становить

$$\Delta = ((23 - 21,9)/23) \cdot 100\% = 4,8\% < 5\%, \text{ що допускається.}$$

### 3.10 Перевірка стійкості колони як єдиного стержня

Для цієї перевірки необхідно знайти приведену гнучкість стержня  $\lambda_{ef}$ , яка також залежить від перерізу розкосів. Потрібно розрахувати розкісну систему решітки з одинарних кутників, потім, визначивши геометричні характеристики складного перерізу, перевірити стійкість за формулами позацентровано – стиснутих стержнів.

**ПРИКЛАД (продовження).** Розкоси розрахуємо на більшу з поперечних сил: фактичну  $Q_{\max} = Q_A = 289 \text{ кН}$  або умовну  $Q_{\text{фс}} \approx 0,2A = 0,2(A_{в1} + A_{в2}) = 0,2 \cdot (135,26 + 171) = 0,2 \cdot 306,26 = 61,3 \text{ кН}$  (при  $R_y = 23 \text{ кН/см}^2$ ). Точніше  $Q_{\text{фс}}$  можна підрахувати за формулою (23)\*[1]:

$$Q_{\text{фс}} = 7,15 \cdot 10^{-6} (2330 - E/R_y) \cdot N/\varphi.$$

Кут нахилу розкосу до вітки колони (рис. 3.7):

$$\begin{aligned} \text{tg } \alpha &= h_0/0,5l_{в1} = 146,1/0,5 \cdot 284 = 1,0289; \alpha = 46^\circ, \text{ при цьому кут між розкосами } \beta = 180^\circ - 2\alpha = 180^\circ - (2 \cdot 46^\circ) = 88^\circ < 90^\circ, \text{ отже розпірки (горизонтальні стержні решітки) не передбачаємо.} \end{aligned}$$

Розрахункова довжина розкосу дорівнює

$$l_p = \sqrt{h_0^2 + (0,5l_{в1})^2} = \sqrt{146,1^2 + (0,5 \cdot 284)^2} = 203,7 \text{ см}$$

Поздовжнє зусилля в розкосі  $N_p = Q_{\max}/2\sin\alpha = 289/2 \cdot 0,7193 = 201 \text{ кН}$ .

Потрібна площа перерізу розкосу  $A_{\text{пр}} = N_p/\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = 201/0,8 \cdot 23 \times 0,75 = 14,57 \text{ см}^2$ ,

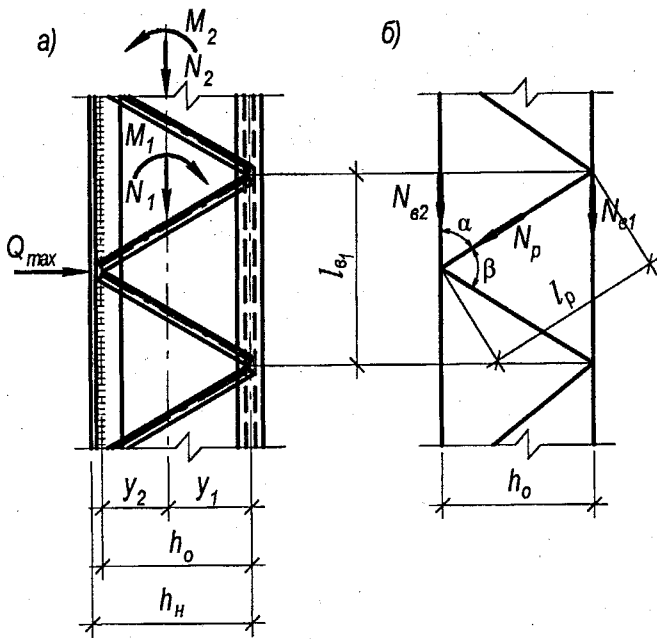


Рисунок 3.7 – Фрагмент наскрізної колони:  
 а – конструкція стержня; б – розрахункова схема

де  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи стиснутих одинарних кутників, які кріпляться однією полочкою,  $\gamma_c = 0,75$  (табл. 6 [1]);  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього згину, що прийнято у першому наближенні,  $\varphi = 0,8$ .

Приймаємо розкоси з кутників  $\perp 100 \times 8$ :  $A_p = 15,5 \text{ см}^2$ ;  $i_x = 3,07 \text{ см}$  (табл. Д.11, дод. Д). Гнучкість розкосу  $\lambda_x = l_p/i_x = 203,7/3,07 = 66$ ,  $\varphi = 0,781$ . Напруження в розкосі  $\sigma = N_p/\varphi \cdot A_p = 201/0,781 \cdot 15,5 = 16,6 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 23,0 \cdot 0,75 = 17,25 \text{ кН/см}^2$ .

Стійкість розкосів з одинарних кутників  $\perp 100 \times 8$  забезпечена.

Визначасмо геометричні характеристики всього перерізу колони:

$$A = A_{в1} + A_{в2} = 135,26 + 171 = 306,26 \text{ см}^2;$$

$$J_x = J_{x1} + A_{в1} \cdot y_1^2 + J_{x2} + A_{в2} \cdot y_2^2 = 3154 + 135,26 \cdot 81,6^2 + 4285,1 + 171 \cdot 64,5^2 = 1619479 \text{ см}^4;$$

$$i_x = \sqrt{J_x/A} = \sqrt{1619479/306,26} = 72,7 \text{ см};$$

$$\lambda_x = l_{x1}/i_x = 2690/72,7 = 37.$$

Приведена гнучкість визначається за формулою (20 [1])

$$\lambda_{ef} = \sqrt{\lambda_x^2 + \alpha_1 \frac{A}{A_p}} = \sqrt{37^2 + 27,9 \cdot \frac{306,26}{15,5}} = 43,8,$$

$$\text{де } \alpha_1 = 10l_p^3 / 0,5 \cdot l_{a1} \cdot h_0^2 = 20 \cdot 203,7^3 / 284 \cdot 146,1^2 = 27,9$$

(при куті нахилу розкосу до вітки колони  $\alpha = 45^\circ \dots 60^\circ$  можна приймати  $\alpha_1 = 27^0$ ).

Умовна приведена гнучкість дорівнює (табл. 75 [1])

$$\bar{\lambda}_{ef} = \lambda_{ef} \sqrt{R_y / E} = 43,8 \sqrt{23 / 2,06 \cdot 10^4} = 1,46. \quad (3.19)$$

Відносні ексцентриситети:

– для комбінації зусиль, які довантажують підкранову вітку

$$m_{x1} = \frac{M_1}{N_1} \cdot \frac{A}{J_x} \cdot y_1 = \frac{148970}{2774,8} \cdot \frac{306,26}{1619479} \cdot 81,6 = 0,83; \quad (3.20)$$

– для комбінації зусиль, які довантажують зовнішню вітку

$$m_{x2} = \frac{M_2}{N_2} \cdot \frac{A}{J_x} \cdot y_2 = \frac{297160}{1520} \cdot \frac{306,26}{1619479} \cdot 64,5 = 2,38.$$

Визначаємо  $\varphi_e$ , за табл. Д.5, дод. Д:

а) при  $\bar{\lambda}_{ef} = 1,46$  і  $m_{x1} = 0,83$   $\varphi_{e1} = 0,49$ ;

б) при  $\bar{\lambda}_{ef} = 1,46$  і  $m_{x2} = 2,38$   $\varphi_{e2} = 0,282$ .

Напруження у перерізі колони в площині дії згинального моменту:

$$\sigma_{e1} = \frac{N_1}{\varphi_{e1} \cdot A} = \frac{2774,8}{0,49 \cdot 306,26} = 18,5 \text{ кН/см}^2 < R_{y,c} = 23,0 \text{ кН/см}^2;$$

$$\sigma_{e2} = \frac{N_2}{\varphi_{e2} \cdot A} = \frac{1520}{0,282 \cdot 306,26} = 17,6 \text{ кН/см}^2 < R_{y,c} = 23,0 \text{ кН/см}^2.$$

Стійкість наскрізної колони як єдиного стержня в площині дії згинального моменту забезпечена. Стійкість наскрізної колони як єдиного стержня з площини дії згинального моменту перевіряти не потрібно, тому що вона забезпечується перевіркою стійкості окремих віток.

**Висновок:** *переріз нижньої частини колони прийнято з двох віток, з'єднаних решіткою з кутників  $\perp 100 \times 8$ ; підкранову вітку прийнято з широкополічного двотавра I № 60Б1; зовнішню вітку – у вигляді зварного швелера з розмірами: стінки  $630 \times 18$  мм, двох полиць  $160 \times 18$  мм.*

### 3.11 Розрахунок і конструювання монтажного стику та вузла з'єднання верхньої і нижньої частин колони

Стики в колонах бувають у двох випадках: через обмежену довжину прокатної сталі (заводські стики); для розділення колони на відправні елементи (при висоті колони  $H > 18$  м), виходячи з можливого транспортування і монтажу (монтажні стики).



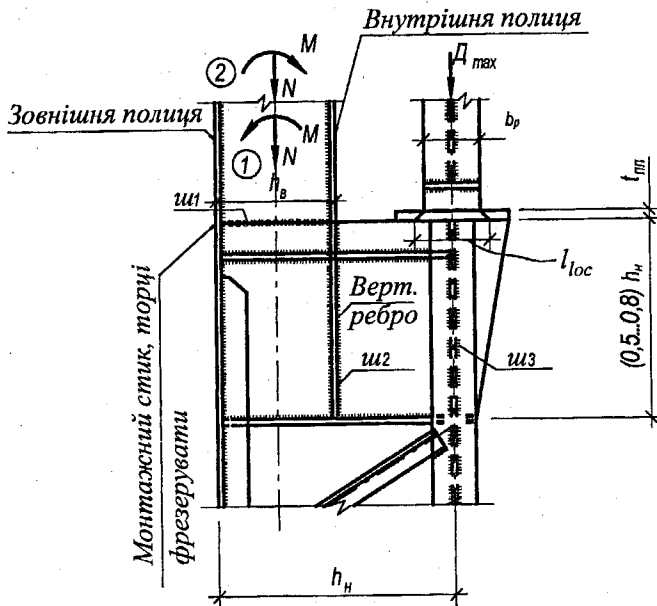


Рисунок 3.8 – З'єднання верхньої і нижньої частин колони та монтажний стик

Заводські стики потрібно виконувати зварними у стик з повним проваром. Якщо стикові з'єднання виконати не можливо, то установлюють накладки.

Монтажні з'єднання виконують встик з повним проваром або на високоміцних болтах. При з'єднанні встик торці елементів фрезерують. Для ступінчастих колон монтажний стик влаштовується в місці уступа (рис. 3.8).

У ступінчастих колонах підкранові балки опираються на уступ колони. Для передачі зусиль від верхньої частини колони і підкранових балок на нижню частину, в місці уступа влаштовують траверсу. Висоту траверси  $h_{tr}$  приймають рівною  $(0,5...0,8)h_n$  ( $h_n$  – висота перерізу нижньої частини колони). Зусилля  $D_{max}$  передається на стінку траверси через плиту завтовшки 20...25 мм.

### 3.12 Розрахунок і конструювання бази колони

Переріз нижньої частини колони наскрізний, тому проектуємо базу роздільного типу (рис. 3.9). Розрахункові комбінації зусиль у нижньому

перерізі колони (переріз "А") приймаємо за табл. РКЗ при статичному розрахунку рами (табл. 3.3 [10]);

1)  $M_{A1} = - 1421,5 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N_{A1} = - 2421,5 \text{ кН}$ ; (для розрахунку бази підкранової вітки колони);

2)  $M_{A2} = 2971,6 \text{ кН}\cdot\text{м}$ ;  $N_{A2} = - 1520 \text{ кН}$ ; (для розрахунку бази зовнішньої вітки колони);

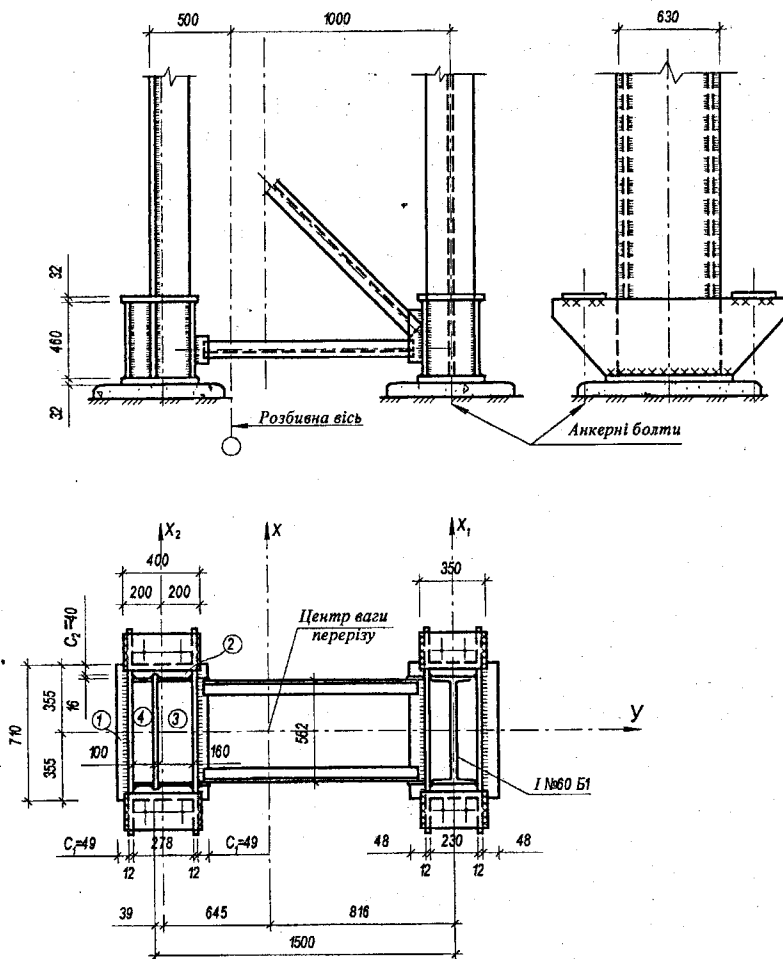


Рисунок 3.9 – База наскрізної колони

Зусилля у вітках колони:

– підкрановій

$$N_{B1} = \frac{N_{A1} \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_{A1}}{h_0} = \frac{2421,5 \cdot 64,5}{146,1} + \frac{142150}{146,1} = 2042 \text{ кН};$$

– зовнішній

$$N_{B2} = \frac{N_{A2} \cdot y_1}{h_0} + \frac{M_{A2}}{h_0} = \frac{1520 \cdot 81,6}{146,1} + \frac{297160}{146,1} = 2883 \text{ кН},$$

де  $y_1, y_2, h_0$  – дивись п. 3.9.

Розраховуємо найбільш навантажену базу зовнішньої вітки колони.

База складається з опорної плити, траверс, ребер, анкерних плиток для анкерних болтів. Для фундаменту приймаємо бетон В12,5, для якого (СНиП 2.03.01-84\*) розрахунковий опір осьовому стиску  $R_b = 7 \text{ МПа} = 0,7 \text{ кН/см}^2$ .

**Примітка.** Для бетону В7,5  $R_b = 4,5 \text{ МПа} = 0,45 \text{ кН/см}^2$ ; В10 –  $R_b = 6 \text{ МПа} = 0,6 \text{ кН/см}^2$ ; В15 –  $R_b = 8,5 \text{ МПа} = 0,85 \text{ кН/см}^2$ .

**Розрахунок опорної плити.** Потрібна площа опорної плити зовнішньої вітки при центральному стиску  $A_{\text{пт}} = N_{B2} / R_{b,\text{loc}} = 2883 / 0,84 = 3432 \text{ см}^2$ , де  $R_{b,\text{loc}}$  – розрахунковий опір бетону фундаменту місцевому стиску (зминанню),  $R_{b,\text{loc}} = (1,2 \dots 1,5) R_b$ ; у даному прикладі приймаємо  $R_{b,\text{loc}} = 1,2 R_b = 1,2 \cdot 0,7 = 0,84 \text{ кН/см}^2$ .

Ширина опорної плити приймається конструктивно  $B = b_w + 2c_2 = 63 + 2 \cdot 4 = 71 \text{ см}$ , де  $c_2$  – виступ опорної плити, приймається також конструктивно,  $c_2 = 4 \dots 8 \text{ см}$ . Приймаємо  $B = 710 \text{ мм}$ ; при цьому потрібна довжина опорної плити  $L_{\text{пт}} = A_{\text{пт}} / B = 3432 / 71 = 48,3 \text{ см}$ , попередньо приймаємо  $L = 490 \text{ мм}$ . Фактична площа опорної плити  $A_{\text{пт}} = B \cdot L = 71 \times 49 = 3479 \text{ см}^2 > A_{\text{пт}} = 3432 \text{ см}^2$ .

Розміри фундаменту під опорною плитою приймають на 40..60 см більше габаритів плити.

Середнє напруження в бетоні під плитою приймаємо за рівномірне розподілене навантаження, яке визначаємо за формулою  $\sigma_{\text{ф}} = q = N_{B2} / A_{\text{пл}} \leq R_{b,\text{loc}}$ .

Отже,  $\sigma_{\text{ф}} = 2883 / 3479 = 0,83 \text{ кН/см}^2 < R_{b,\text{loc}} = 0,84 \text{ кН/см}^2$ .

За умов симетричного розташування траверс відносно центра ваги вітки відстань між траверсами дорівнює  $2 \cdot (b_f + t_w - z_0) = 2 \cdot (16 + 1,8 - 3,9) = 27,8 \text{ см}$ ; при товщині траверси 12 мм виступ плити  $c_1 = (49 - 27,8 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 9,4 \text{ см}$ .

Виступ  $c_1$  з конструктивних міркувань повинен знаходитись у межах 40...80 мм. При малій довжині опорної плити ( $c_1 < 40 \text{ мм}$ ) треба конструктивно збільшити її до значень, при яких  $c_{1,\text{min}} = 40 \text{ мм}$ . При великій довжині опорної плити ( $c_1 > 80 \text{ мм}$ ) необхідно збільшити клас бетону фундаменту.

У даному прикладі  $c_1 = 94 \text{ мм} > 80 \text{ мм}$ , тому збільшуємо для фундаменту клас бетону до В15.

Таким чином  $R_{b,loc} = 1,2R_b = 1,2 \cdot 0,85 = 1,02 \text{ кН/см}^2$ . Потрібна площа опорної плити  $A_{пр} = N_{a2} / R_{b,loc} = 2883 / 1,02 = 2826 \text{ см}^2$ .

Приймаємо розміри  $A_{пр} = B \cdot L = 71 \cdot 40 = 2840 \text{ см}^2 > A_{пр} = 2826 \text{ см}^2$ . При цьому  $\sigma_{\phi} = q = 2883 / 2840 = 1,02 \text{ кН/см}^2 = R_{b,loc}$  і виступ плити  $c_1 = (40 - 27,8 - 2 \cdot 1,2) / 2 = 4,9 \text{ см}$ , що достатньо.

Товщину плити визначаємо з умов її роботи на згин як пластинки, опертої сторонами на торці віток, траверси і ребра (на три або чотири сторони) або як консолей, защемлених на опори (рис. 3.9).

**Ділянка 1** (консольний виступ):

$$M_1 = q \cdot c_1^2 / 2, \quad (3.21)$$

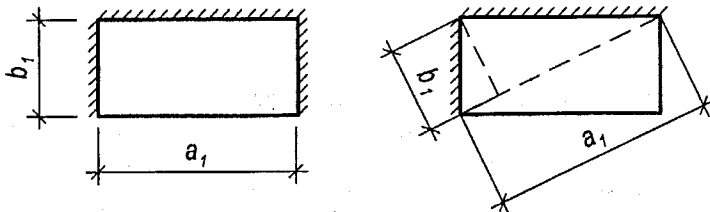
$$M_1 = 1,02 \cdot 4,9^2 / 2 = 12,2 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

**Ділянка 2** (плита оперта на три сторони):

$$M_2 = \beta \cdot q \cdot a_1^2, \quad (3.22)$$

де  $\beta$  – коефіцієнт, який визначається за табл. 5.2 в залежності від відношення закріпленої сторони ділянки  $b_1$  до вільної  $a_1$ .

У даному випадку  $b_1/a_1 = 5,6/27,8 = 0,2 < 0,5$ , тоді згинальний момент на цій ділянці визначається як на консольному виступі за формулою  $M_2 = q \times (c_2 + 1,6)^2 / 2 = 1,02 \cdot (4,0 + 1,6)^2 / 2 = 16,0 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .



Таблиця 3.2 – Коефіцієнт “ $\beta$ ” для розрахунку на згин плит, опертих на три або дві сторони

$b_1/a_1$	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	> 2,0
$\beta$	0,060	0,074	0,088	0,097	0,107	0,112	0,120	0,126	0,132	0,133

**Ділянка 3** (плита оперта на чотири сторони):

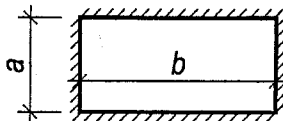
$$M_3 = \alpha \cdot q \cdot a^2, \quad (3.23)$$

де  $\alpha$  – коефіцієнт, який визначається за табл. 3.3 в залежності від відношення більшої сторони ділянки  $b$  до меншої  $a$ .

У даному прикладі  $b/a = 56,2/16 = 3,51 > 2$ , тоді згинальний момент на цій ділянці визначається як у балці з прогоном по короткій стороні за формулою  $M_3 = q \cdot a^2 / 8 = 1,02 \cdot 16^2 / 8 = 32,64 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .

**Ділянка 4** (плита оперта на чотири сторони),  $b/a = 56,2/10 = 5,6 > 2$ .  
Тоді  $M_4 = q \cdot a^2/8 = 1,02 \cdot 10^2/8 = 12,75 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .

Приймаємо до розрахунку  $M_{\max} = 32,64 \text{ кН} \cdot \text{см}$ .



Таблиця 3.3 – Коефіцієнт “ $\alpha$ ” для розрахунку на згин плит, опертих на чотири сторони

b/a	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	>2,0
$\alpha$	0,048	0,055	0,063	0,069	0,075	0,081	0,086	0,091	0,094	0,098	0,100	0,125

Потрібна товщина плити визначається за формулою:

$$t_{\text{пл}} = \sqrt{6M_{\max}/R_y \gamma_c} \quad (3.24)$$

Отже  $t_{\text{пл}} = \sqrt{6 \cdot 32,64 / 22 \cdot 1} = 2,98 \text{ см}$ ,

тут  $R_y = 22 \text{ кН/см}^2$  – для листової сталі  $t = 21 \dots 40 \text{ мм}$ .

Приймаємо  $t_{\text{пл}} = 32 \text{ мм}$  (2 мм додається на фрезерування).

**Примітка.** Конструктивно товщина плити приймається від 20 до 40 мм. Якщо за розрахунком виходить, що  $t_{\text{пл}} > 40 \text{ мм}$ , необхідно зменшити максимальний момент установкою на відповідній ділянці опорної плити діафрагм або ребер чи прийняти сталь для опорної плити з більшою міцністю.

**Розрахунок траверси.** Товщина листа траверси призначається конструктивно  $t_t = 10 \dots 16 \text{ мм}$ , у даному прикладі приймаємо  $t_t = 12 \text{ мм}$ . Висота траверси  $h_t$  визначається за довжиною швів, які кріплять траверси до вітки. Конструктивно висоту траверси можна призначити в межах  $h_t = 300 \dots 500 \text{ мм}$ .

**Розрахунок анкерних болтів.** Анкерні болти в обох вітках колони розраховують на спеціальні комбінації зусиль, які приймаються за табл. РКЗ при статичному розрахунку рами (табл. 3.3 [10] та п. 3.2):

– для розрахунку анкерних болтів підкранової вітки колони:

$$M_3 = +1382,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_3 = -563,0 \text{ кН};$$

– для розрахунку анкерних болтів зовнішньої вітки колони:

$$M_4 = -633,0 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$N_4 = -529,0 \text{ кН}.$$

Зусилля, яке діє в анкерних болтах підкранової вітки колони дорівнює:

$$N_{a.6.1} = -\frac{N_3 \cdot y_2}{h_0} + \frac{M_3}{h_0} = -\frac{563 \cdot 64,5}{146,1} + \frac{138200}{146,1} = 697 \text{ кН};$$

теж, зовнішньої вітки

$$N_{a.6.2} = -\frac{N_4 \cdot y_1}{h_0} + \frac{|M_4|}{h_0} = -\frac{529 \cdot 81,6}{146,1} + \frac{63300}{146,1} = 138 \text{ кН},$$

де  $y_1, y_2, h_0$  – приймаються з п. 3.9.

Розраховуємо анкерні болти за зусиллям  $N_{a.6.1} = 697$  кН.

Потрібна площа нетто болтів:

$$\sum A_{bn,нт} = N_{a.6.1} / R_{bt} \cdot \gamma_c = 697 / 22,5 \cdot 1 = 31,0 \text{ см}^2,$$

де  $R_{bt}$  – розрахунковий опір матеріалу фундаментних болтів (табл. Д.6, дод. Д), для сталі 09Г2С  $R_{bt} = 225$  МПа =  $22,5$  кН/см<sup>2</sup>;  $\gamma_c = 1$ .

Приймаємо по 4Ø36 (табл. Д.7, дод. Д) у кожній вітці колони, при цьому  $\sum A_{bn} = 8,16 \cdot 4 = 32,64 \text{ см}^2 > \sum A_{bn,нт} = 31,0 \text{ см}^2$ .

Розміщення анкерних болтів (рис. 3.9 і 3.10) виконуємо згідно з табл. 39 [1] або табл. Д.8, дод. Д.

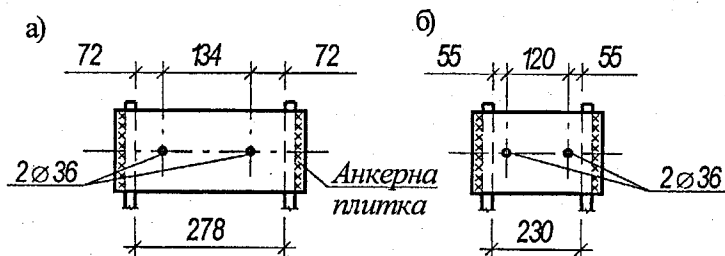


Рисунок 3.10 – Розміщення анкерних болтів на анкерній плитці:

а) – зовнішньої вітки колони; б) – підкранової вітки колони

**Розрахунок анкерної плиткі.** Анкерна плитка розраховується як балка, яка вільно лежить на траверсах і завантажена зусиллями, які діють в анкерних болтах.

Розраховуємо найбільш завантажену анкерну плитку підкранової вітки колони. Конструкції анкерних плиток, а також розрахункова схема і схема навантажень на анкерну плитку зображені на рис. 3.10 і 3.11.

Анкерна плитка завантажена двома силами  $F$ , кожна з яких дорівнює

$$F = N_{a.6.1} / n = 697 / 4 = 174,25 \text{ кН},$$

де  $n$  – кількість болтів у підкрановій вітці колони,  $n = 4$ .

Згинальний момент в анкерній плитці

$$M_{пл} = 174,25 \cdot 5,5 = 958,4 \text{ кН} \cdot \text{см}.$$

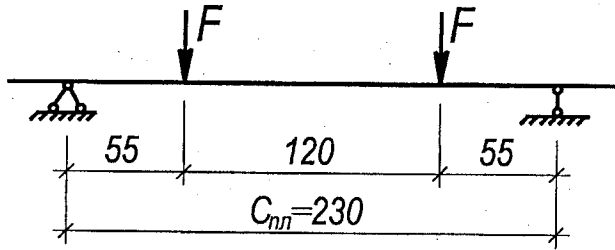


Рисунок 3.11 – Розрахункова схема анкерної плиточки

Приймаємо сталь С390, за табл. 51 [1] або табл. Г.3, дод. Г [10]  $R_y = 380 \text{ МПа} = 38 \text{ кН/см}^2$  ( $t = 4 \dots 50 \text{ мм}$ );  $\gamma_c = 1$ .

Потрібний момент опору (нетто) перерізу:

$W_{xn} = M_{пл}/R_y \cdot \gamma_c = 958,4/38,0 \cdot 1 = 25,2 \text{ см}^2$ . При цьому  $W_{xn} = (b-d_0) \cdot t^2/6$ , де  $b$  – ширина перерізу анкерної плиточки,  $d_0$  – діаметр отвору в ній,  $t$  – товщина анкерної плиточки.

Задаємося:

- шириною перерізу  $b = 20 \text{ см}$ ,
- діаметром отвору  $d_0 = 3,8 \text{ см}$  (під болт  $\text{Ø}36$ ).

Тоді товщина анкерної плиточки

$$t = \sqrt{6W_{xn}/(b-d_0)} = \sqrt{6 \cdot 25,2/(20-3,8)} = 3,06 \text{ см.}$$

Приймаємо  $t = 32 \text{ мм}$ .

Приймаємо анкерні плиточки в обох вітках колони однаковими  $200 \times 32 \text{ мм}$  із сталі С390 з отворами для болтів  $d_0 = 38 \text{ мм}$ .

### 3.13 Контрольні питання до розділу 3

1. Які колони застосовуються у каркасах одноповерхових виробничих будівель?
2. Який вигляд має колона постійного по висоті перерізу і де вона застосовується?
3. Теж, змінного по висоті перерізу?
4. Теж, ступінчасті і роздільні колони?
5. Які фактори впливають на вибір сталі для колон?
6. На які зусилля розраховується стержень колони? Яким вимогам повинна відповідати колона для її надійної експлуатації?
7. Яка послідовність розрахунку і конструювання стержня колони?
8. Як визначається розрахункова схема колони і розрахункові довжини її частин?

9. За якими формулами визначається площа перерізу верхньої частини колони?

10. Які основні умови компонування перерізу верхньої частини колони?

11. Як визначається стійкість перерізу верхньої частини колони в площині дії згинального моменту?

12. Для чого і як виконується перевірка місцевої стійкості елементів перерізу колони?

13. Як виконується перевірка загальної стійкості верхньої частини колони з площини дії згинального моменту?

14. Які основні принципи конструювання верхньої частини колони?

15. За якою формулою визначається стійкість верхньої частини колони в місці отвору?

16. Як визначаються зусилля у вітках нижньої частини колони?

17. За якими формулами визначаються площі перерізів віток колони?

18. Основні принципи компонування наскрізного перерізу нижньої частини колони?

19. За якими формулами визначається стійкість віток колони?

20. Як розраховується розкідна решітка колони?

21. За якою формулою виконується перевірка стійкості колони як єдиного стержня?

22. Як виконується перевірка міцності монтажного стику колони?

23. Як розраховується вузол з'єднання верхньої і нижньої частин колони?

24. Як розраховуються опорна плита і траверса бази колони роздільного типу?

25. Як розраховуються анкерні болти і анкерні плити бази колони?



## 4 РОЗРАХУНОК І КОНСТРУЮВАННЯ КРОКВ'ЯНОЇ ФЕРМИ

### 4.1 Розрахункова схема ферми і збір навантажень

Розрахункова схема ферми призначається з урахуванням реальних умов експлуатації і залежить від типу конструкції ферми і поперечної рами, які визначені на стадії компонування каркаса. В залежності від цього розрахункова схема ферми може бути розрізною, нерозрізною або консольною.

Усі навантаження, які діють на ферму, повинні бути прикладені в її вузлах. До них кріпляться плити покриття, прогони, підвісна стеля, кранове або технологічне обладнання. При розрахунку ферми враховуються постійні навантаження: від власної ваги ферми, ваги покриття, ліхтарів, зв'язків, прогонів та інше; тимчасові: снігове, вітрове та технологічне.

**ПРИКЛАД.** Розрахувати і сконструювати кроквяну ферму із сталі С285, жорстко прикріплену до колон.

Оскільки кроквяна ферма кріпиться до колон жорстко, то вона є статично невизначеною системою балкового типу. Для спрощення статичного розрахунку приймаємо опорні вузли шарнірними (розрізна система), при цьому замінюємо вплив жорсткості опорних вузлів опорними моментами і розпорами. Навантаження від ваги покриття і снігу прикладаємо на верхні вузли ферми. Опорні моменти і розпори приймаємо з таблиці РКЗ при статичному розрахунку рами (табл. 1.3 [10]) і прикладаємо в опорних вузлах ферми (рис. 4.1).

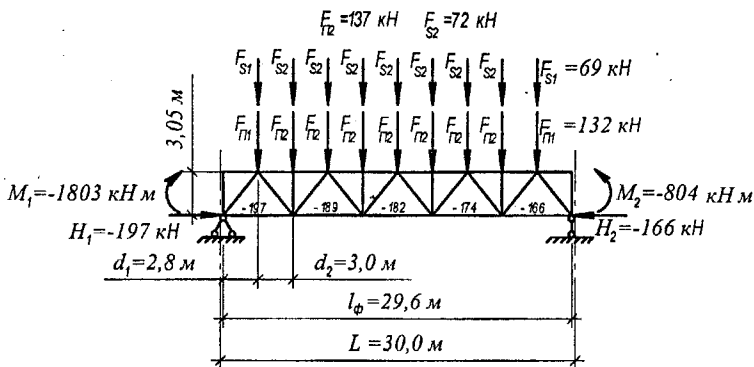


Рисунок 4.1 – Розрахункова схема ферми і схема навантажень

Прогон ферми  $l_\phi = L - 2 \cdot (h_b' - a) = 30,0 - 2 \cdot (0,7 - 0,5) = 29,6$  м,

де  $h_b'$  - висота перерізу верхньої частини колони у межах висоти ферми, приймаємо  $h_b' = 700$  мм (висота перерізу верхньої частини колони від низу ферми до уступу колони  $h_b$  була визначена на стадії компонування

каркаса,  $h_b = 1000$  мм; у межах висоти ферми залишати такий розмір недоцільно);  $a$  – прив'язка колони (п. 1.2 [10]),  $a = 500$  мм.

Висота ферми на опорі за габаритами поясів  $H_\Phi = 3150$  мм. Лінії розрахункової схеми проходять по центрах ваги перерізів, тому висоту ферми у розрахунковій схемі приймаємо приблизно  $h_\Phi = 3050$  мм.

Вузлові навантаження:

$$- \text{від покриття } F_{n1} = q_n \cdot (d_1 + d_2)/2 = 45,5 \cdot (2,8 + 3,0)/2 = 132 \text{ кН,}$$

$$F_{n2} = q_n \cdot d_2 = 45,5 \cdot 3,0 = 137 \text{ кН;}$$

$$- \text{від снігу } F_{s1} = S \cdot (d_1 + d_2)/2 = 23,9 \cdot 2,9 = 69 \text{ кН,}$$

$$F_{s2} = S \cdot d_2 = 23,9 \cdot 3,0 = 72 \text{ кН,}$$

де  $d_1$  - довжина крайніх панелей по верхньому пояса ферми;  $d_2$  - теж, проміжних панелей;  $q_n$  - рівномірно розподілене навантаження від покриття (п. 1.3.2 [10]),  $q_n = 45,5$  кН/м;  $S$  - рівномірно розподілене навантаження від снігу (п. 1.3.2 [10]),  $S = 23,9$  кН/м.

Згинальний момент на лівій опорі (взятий з табл. 1.3 у перерізі "Д")  
 $M_d^{лів} = M_1 = -1803$  кН · м.

Згинальний момент на правій опорі (підраховано при тих же навантаженнях)  $M_d^{пр} = M_2 = -804$  кН · м.

Лівий розпір  $H_1$  у нижній опорній панелі ферми дорівнює поперечній силі в перерізі "Д" лівого стояка:  $Q_d^{лів} = H_1 = -197$  кН ( $Q_d^{лів}$  взято з табл. 1.3).

Правий розпір  $H_2$  у нижній опорній панелі ферми дорівнює поперечній силі в перерізі "Д" правого стояка:  $Q_d^{пр} = H_2 = -166$  кН ( $Q_d^{пр}$  підраховано при тих же навантаженнях, що і  $Q_d^{лів}$ ). У проміжних панелях ферми розпір визначається методом інтерполяції.

**Примітка.** При підрахунку  $M_d^{пр}$  і  $Q_d^{пр}$  потрібно звернути увагу на те, що для правого стояка правило знаків при статичному розрахунку рами на ЕОМ і за формулами будівельної механіки протилежні, тому для  $M_2$  і  $H_2$  прийняті знаки "мінус".

## 4.2 Визначення розрахункових зусиль в елементах ферми

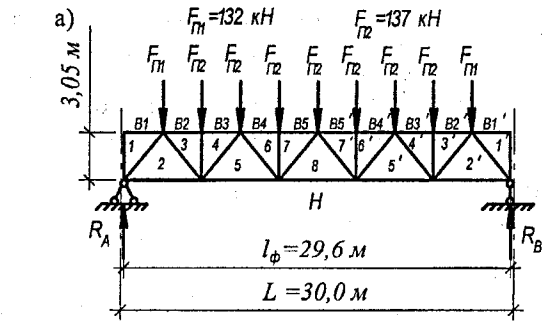
При розрахунку ферми з фасонковими вузлами допускається, що вузли системи є ідеальними шарнірами (у безфасонкових фермах приймати вузли шарнірними не рекомендується, тому що фактична жорсткість її вузлів значно вища, ніж вузлів з фасонками), осі всіх стержнів прямолінійні, розташовані в одній площині і перетинаються в центрі вузла. В стержнях такої ідеальної системи виникають тільки осові зусилля.

Зусилля в стержнях ферми визначаються аналітичними методами (методом перерізів, методом вирізання вузлів) або графічним – побудовою діаграм Максвела-Кремони.

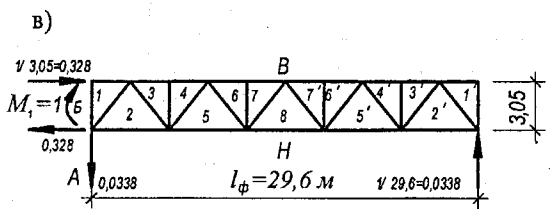
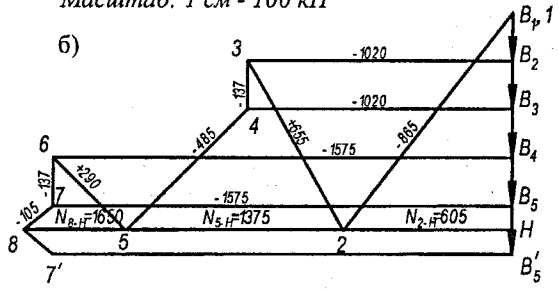
**ПРИКЛАД (продовження).** Визначаємо розрахункові зусилля графічним методом – побудовою двох діаграм Масквела-Кремони:

1) від постійного вузлового навантаження (рис. 4.2, б);

2) від одиничного моменту, який прикладено до лівої опори,  $M_1=1$  (рис. 4.2, г).



Масштаб: 1 см - 100 кН



Масштаб: 15 см - 0,328 кН

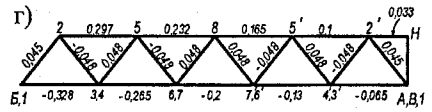


Рисунок 4.2 – Розрахункові схеми і діаграми зусиль від постійного навантаження і одиничного моменту

Дані результатів графічної побудови занесено у табл. 4.1. У тій же таблиці підраховані зусилля в стержнях ферми від снігового навантаження при  $\psi = 1$  множенням зусиль у стержнях від постійного навантаження на коефіцієнт  $k = S/q_n = 23,9/45,5 = 0,525$ . Зусилля від снігового навантаження

при  $\psi = 0,9$  знаходимо множенням попередніх зусиль на коефіцієнт 0,9. Зусилля  $S_2$  від одиничного опорного моменту на правій опорі  $M_2 = 1$  виписуємо з діаграми, яка дзеркальна діаграмі, що зображена на рис. 4.2, г. Фактичні зусилля від вузлових моментів визначаються у графах 3 і 4 табл. 4.1 як добутки  $S_1 \cdot M_1$  і  $S_2 \cdot M_2$ ,

де  $S_1$  і  $S_2$  – зусилля в стержнях ферми від одиничних опорних моментів  $M_1$  і  $M_2$ .

Розрахункові зусилля від розпору в панелях нижнього пояса занесено в графу 5 табл. 4.1. У цій же таблиці складено розрахункові комбінації зусиль в стержнях ферми. При складанні комбінацій зусиль необхідно звернути увагу на такі фактори:

1) розвантажувальний вплив зусиль в стержнях ферми від вузлових моментів і розпору не враховується;

2) потрібно враховувати довантажувальний вплив зусиль від вузлових моментів і розпору та від змінювання знаку зусиль від постійних навантажень.

### 4.3 Розрахунок перерізів стержнів ферми

Розрахунок перерізів стержнів ферми зручно вести табличним методом (табл. 4.2).

Заповнювати таблицю потрібно з графи 7, в якій визначено розрахункові довжини поясів, розкосів і стояків в обох площинах.

Розрахункові довжини елементів приймають:

– у площині ферми для поясів, опорних розкосів і стояків – рівними відстані між центрами вузлів  $l$  ( $l_{ef,x} = l$ ), для інших елементів  $l_{ef,x} = 0,8l$ ;

– у напрямку з площини ферми для всіх елементів – рівними відстані  $l_1$  між вузлами, які закріплено від зміщення з площини ферми (для поясів – це відстань між точками закріплення горизонтальних зв'язків, плит покриття або прогонів, тобто  $l_{ef,y} = l_1$ , для елементів решітки – відстань між центрами вузлів,  $l_{ef,y} = l$ ).

У графу 10 цієї таблиці вносяться значення граничних гнучкостей для всіх елементів  $\lambda_{ef}$ , взятих з табл. 19 і 20 [1], а у графу 12 – коефіцієнти умов роботи  $\gamma_c$  (табл. 6 [1]).

Потрібна площа перерізу стиснутого елемента визначається з умови стійкості

$$A_{ст} \geq N/\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.1)$$

де  $N$  – зусилля в елементі, яке визначається за табл. 4.1 (див. також графу 4, табл. 4.2);  $\varphi$  – коефіцієнт поздовжнього згину, яким попередньо задаємося,  $\varphi = 0,7 \dots 0,8$  для поясів і  $\varphi = 0,5 \dots 0,6$  для стержнів решітки;  $R_y$  – розрахунковий опір сталі (табл. 51 [1] або табл. Г.3, дод. Г, [10]).

Потрібна площа перерізу розтягнутого елемента визначається з умови міцності

$$A_{н.ст} \geq N/R_y \cdot \gamma_c, \quad (4.2)$$

тут  $N$  – графа 3, табл. 4.2.

Після підбору перерізів елементів із сортаменту виписують геометричні характеристики – площі перерізів прийнятих профілів, радіуси інерції перерізів  $i_x$ ,  $i_y$ . Потім розраховують гнучкості  $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x$ ,  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y$  і порівнюють їх з граничними значеннями  $\lambda_{ef}$  (графа 10, табл. 4.2).

Таблиця 4.1 – Розрахункові зусилля в стержнях ферми

№ стержня	Зус. від пост. нав., кН	Зусилля від снігу, кН		Зусилля від опорних моментів				Зусил. від розпору, кН	Розрахункові зусилля			
		k = 0,525	$\psi = 0,9$	S <sub>1</sub> від M <sub>1</sub> = 1	S <sub>2</sub> від M <sub>2</sub> = 1	S <sub>1</sub> × M <sub>1</sub>	S <sub>2</sub> × M <sub>2</sub>		№ зус.	розтяг, кН	№ зус.	стиск, кН
B <sub>1</sub> -1	0	0	0	-0,328	0	+591	0	-	3	+591	-	-
B <sub>2</sub> -3	-1020	-536	-482	-0,265	-0,065	+478	+52	-	-	-	1+2а	1556
B <sub>3</sub> -4	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-
B <sub>4</sub> -6	-1575	-827	-744	-0,200	-0,130	+361	+105	-	-	-	1+2а	2402
B <sub>5</sub> -7	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-	-"-
H-2	+605	+318	+286	+0,297	+0,033	-535	-27	-197	1+2а	923	1+3+4+5	154
H-5	+1375	+722	+650	+0,232	+0,100	-418	-84	-189	1+2а	2097	-	-
H-8	+1650	+866	+780	+0,165	+0,165	-297	-133	-182	1+2а	2516	-	-
1-2	-865	-454	-409	+0,045	-0,045	-81	+36	-	-	-	1+2а	1319
2-3	+655	+344	+309	-0,048	+0,048	+87	-39	-	1+2б+3+4	1012	-	-
4-5	-485	-255	-229	+0,048	-0,048	-87	+39	-	-	-	1+2б+3+4	762
5-6	+290	+152	+137	-0,048	+0,048	+87	-39	-	1+2б+3+4	475	-	-
7-8	-105	-55	-50	+0,048	-0,048	-87	+39	-	-	-	1+2б+3+4	203
3-4	-137	-72	-65	0	0	0	0	-	-	-	1+2а	209
6-7	-"-	-"-	-"-	0	0	0	0	-	-	-	1+2а	-"-

Таблиця 4.2 – Розрахунок перерізів стержнів ферми

Елементи	№ стерж.	Розрах. зусилля		переріз	A, см <sup>2</sup>	$\frac{l_{ef,x}}{l_{ef,y}}$ , см	$\frac{i_x}{i_y}$ , см	$\frac{\lambda_x}{\lambda_y}$	$\lambda_{ef}$	$\Phi_{min}$	$\gamma_c$	Перевірка $\sigma$ , кН/см <sup>2</sup>	
		розтяг	стиск									міцності $N/A_n \leq R_{\gamma c}$	стійкості $N/\Phi A_n \leq R_{\gamma c}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
Верхній пояс	V <sub>1-1</sub>	591	-	Т25 ШТ1	72,9	$\frac{280}{280}$	$\frac{6,89}{6,81}$	-	-	-	-	-	-
	V <sub>2-3</sub> V <sub>3-4</sub>	-	1556			$\frac{300}{300}$		$\frac{43}{44}$	120	0,867	0,95	-	24,6 < 25,7
	V <sub>4-6</sub> V <sub>5-7</sub>	-	2402	Т35 ШТ1	108	$\frac{300}{300}$	$\frac{10,2}{6,93}$	$\frac{29}{44}$	120	0,867	0,95	-	25,6 < 25,7
	У стадії монтажу $l_{ef,y} = 1480$ см; $i_{y,ep} = 6,86$ см; $\lambda_y = 216 < \lambda_{ef} = 220$												
Нижній пояс	H-2	923	154	Т17,5 ШТ1	47,8	$\frac{280}{580}$	$\frac{4,64}{5,84}$	$\frac{61,0}{100}$	120	0,505	0,95	19,3 < 25,7	6,37 < 25,7
	H-5 H-8	2097 2516	-	Т35 ШТ1	108	$\frac{600}{1200}$	$\frac{10,2}{6,93}$	$\frac{59,0}{173}$	250	-	0,95	23,3 < 25,7	-
	1-2	-	1319	ТГ 160×11	68,8	$\frac{205}{410}$	$\frac{4,95}{6,93}$	$\frac{41}{61}$	120	0,784	0,95	-	24,5 < 25,7
Розкоси	2-3	1012	-	ТГ 125×9	44,0	$\frac{342}{428}$	$\frac{3,86}{5,63}$	$\frac{89}{76}$	300	-	0,95	23,0 < 25,7	-
	4-5	-	762	ТГ 140×10	54,6	$\frac{342}{428}$	$\frac{4,33}{6,26}$	$\frac{79}{68}$	150	0,660	0,80	-	21,2 < 21,7
	5-6	475	-	ТГ 70×7	18,8	$\frac{342}{428}$	$\frac{2,13}{3,44}$	$\frac{160}{125}$	300	-	0,95	25,2 < 25,7	-
	7-8	-	203	ТГ 90×8	27,8	$\frac{342}{428}$	$\frac{2,76}{4,23}$	$\frac{124}{101}$	150	0,357	0,80	-	20,5 < 21,7
	Стояки	3-4 6-7	-	209	ТГ 90×8	27,8	$\frac{245}{306}$	$\frac{2,76}{4,23}$	$\frac{89}{72}$	150	0,570	0,80	-

Для стиснутого стержня за найбільшою гнучкістю ( $\lambda_x$  або  $\lambda_y$ ) визначають  $\varphi$  за табл. 72 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10] і виконують перевірку стійкості за формулою

$$\sigma = N/\varphi \cdot A \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ (графа 14, табл. 4.2)} \quad (4.3)$$

Розтягнутий стержень перевіряють на міцність за формулою

$$\sigma = N/A_n \leq R_y \cdot \gamma_c \text{ (графа 13, табл. 4.2)} \quad (4.4)$$

При цьому радіуси інерції перерізів  $i_x$ ,  $i_y$  вписують у графу 8, гнучкості  $\lambda_x$ ,  $\lambda_y$  – у графу 9, коефіцієнти поздовжнього згину  $\varphi$  для стиснутих стержнів – у графу 11 табл. 4.2.

Перерізи малонавантажених або нульових стержнів підбирають за граничною гнучкістю  $\lambda_{ef}$ .

Потрібні радіуси інерції перерізу визначають за формулами:  $i_{x,пт} = i_{ef,x}/\lambda_{ef}$ ;  $i_{y,пт} = i_{ef,y}/\lambda_{ef}$ , потім за сортаментом підбирають профіль.

Мінімальний профіль кутників для ферм: рівнополічних –  $150 \times 5$ , нерівнополічних –  $163 \times 45 \times 5$ .

З метою зменшення трудовитрат при виготовленні ферми обмежують кількість типів профілів (не більше 6...8).

Пояси ферм прогоном до 24 м, як правило, не змінюються, тобто приймаються постійні перерізи, що підбираються за найбільшими зусиллями у середніх панелях.

**ПРИКЛАД (продовження).** Розраховуємо перерізи елементів ферми із сталі С285, розрахунковий опір сталі  $R_y=270$  МПа (фасон,  $t = 11...20$  мм),  $R_y=260$  МПа (лист,  $t = 11...20$  мм). Ферма має прогон  $l_\phi = 29,6$  м, тому змінюємо переріз у поясах. У панелях верхнього пояса В<sub>4</sub>-6; В<sub>5</sub>-7; В<sub>5</sub>-7; В<sub>4</sub>-6 (рис. 4.2, а) підбираємо переріз широкополічного тавра за зусиллям стиску  $N = 2402$  кН.

Потрібну площу перерізу при  $\varphi = 0,8$  і  $\gamma_c = 0,95$  визначаємо за формулою (4.1)  $A_{пт} = 2402/0,8 \cdot 27 \cdot 0,95 = 117,06$  см<sup>2</sup>.

За сортаментом (табл. Д.10, дод. Д) приймаємо тавр 35ШТ1:  $A = 108,2$  см<sup>2</sup>,  $i_x = 10,2$  см,  $i_y = 6,93$  см.

Перевіряємо стійкість тавра. Спочатку визначаємо гнучкість тавра в площині ферми  $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 300/10,2 = 29 < 120$  і із площини ферми  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 300/6,93 = 44 < 120$ . Далі за найбільшою гнучкістю  $\lambda_y = 44$  знаходимо коефіцієнт поздовжнього згину  $\varphi = 0,867$  (табл. 72 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10]) і виконуємо перевірку стійкості за формулою (4.3)  $\sigma = 2402/0,867 \cdot 108,2 = 25,61$  кН/см<sup>2</sup>  $< 27 \cdot 0,95 = 25,65$  кН/см<sup>2</sup>. Умова стійкості виконується.

У панелях В<sub>1</sub>-1; В<sub>2</sub>-3; В<sub>3</sub>-4; В<sub>3</sub>-4; В<sub>2</sub>-3; В<sub>1</sub>-1 підбираємо переріз за зусиллям стиску  $N = 1556$  кН.

Потрібну площу перерізу при  $\varphi = 0,8$  і  $\gamma_c = 0,95$  визначаємо за формулою (4.1)  $A_{пт} = 1556/0,8 \cdot 27 \cdot 0,95 = 75,8$  см<sup>2</sup>.

За сортаментом приймаємо тавр 25ШТ1:  $A = 72,85$  см<sup>2</sup>,  $i_x = 6,89$  см,  $i_y = 6,81$  см.

Тоді  $\lambda_x = 300/6,89 = 44 < 120$ ,  $\lambda_y = 300/6,81 = 44 < 120$ ,  $\varphi = 0,867$ ,  $\sigma = 1556/0,867 \cdot 72,85 = 24,64 \text{ кН/см}^2 < 27 \cdot 0,95 = 25,65 \text{ кН/см}^2$ . Умова стійкості виконується.

У панелях нижнього пояса Н-5, Н-8, Н-5' підбираємо переріз широкополічного тавра за зусиллям розтягу  $N = 2516 \text{ кН}$ .

Потрібну площу перерізу при  $\gamma_c = 0,95$  визначаємо за формулою (4.2)  
 $A_{n,пт} = 2516/27 \cdot 0,95 = 98,09 \text{ см}^2$ .

За сортаментом приймаємо тавр 35ШТ1:  $A = 108,2 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 10,2 \text{ см}$ ,  $i_y = 6,93 \text{ см}$ .

Перевіряємо гнучкість тавра в обох площинах і його міцність:  $\lambda_x = 600/10,2 = 59 < 250$ ,  $\lambda_y = 1200/6,93 = 173 < 250$ ,  $\sigma = N/A_n = 2516/108,2 = 23,25 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 27 \cdot 0,95 = 25,65 \text{ кН/см}^2$ . Умови гнучкості і міцності виконуються.

У панелях нижнього пояса Н-2 і Н-2' переріз широкополічного тавра підбираємо за зусиллям розтягу  $N = 923 \text{ кН}$  і перевіряємо його стійкість за зусиллям стиску  $N = 154 \text{ кН}$ .

Потрібну площу перерізу при  $\gamma_c = 0,95$  визначаємо за формулою (4.2)  
 $A_{n,пт} = N/R_y \cdot \gamma_c = 923/27 \cdot 0,95 = 35,98 \text{ см}^2$ .

Приймаємо за сортаментом тавр 17,5ШТ1:  $A = 47,84 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 4,64 \text{ см}$ ,  $i_y = 5,84 \text{ см}$ .

Перевіряємо гнучкість тавра в обох площинах:  $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 280/4,64 = 61 < 120$ ,  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_y = 580/5,84 = 100 < 120$ . За  $\lambda_y = 100$  з табл. 72 [1] або табл. Г.8, дод. Г [10] визначаємо  $\varphi = 0,505$ , напруження стиску (4.3)  $\sigma = 154/0,505 \cdot 47,84 = 6,37 \text{ кН/см}^2 < 27 \cdot 0,95 = 25,65 \text{ кН/см}^2$ .

Перевірка міцності (4.4):  $\sigma = N/A_n = 923/47,84 = 19,25 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 27 \cdot 0,95 = 25,65 \text{ кН/см}^2$ . Умови стійкості і міцності виконуються.

Переріз розкосів і стояків підбираємо з парних кутників. Розкоси 1-2 і 1'-2' розраховуємо за зусиллям стиску  $N = 1319 \text{ кН}$ ;  $A_{n,пт} = N/\varphi \cdot R_y \cdot \gamma_c = 1319/0,8 \cdot 27 \cdot 0,95 = 64,28 \text{ см}^2$ , де  $\varphi = 0,8$  (орієнтовно),  $\gamma_c = 0,95$ .

Приймаємо за сортаментом (табл. Д.11 або Д.12, дод. Д) 2  $\times$  160  $\times$  11:  $A = 2 \times 34,4 = 68,8 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 4,95 \text{ см}$ ,  $i_{y2} = 6,93 \text{ см}$  (радіус інерції двох кутників  $i_{y2}$  прийнятий за сортаментом при відстані між кутниками, яка дорівнює товщині стінки широкополічного тавра 25ШТ1 верхнього пояса ферми).

Перевірка гнучкості:  $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 205/4,95 = 41 < 120$ ,  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_{y2} = 410/6,93 = 61 < 120$ . Умови гнучкості виконуються. При  $\lambda_y = 61$   $\varphi = 0,784$ ,  $\sigma = N/\varphi \cdot A = 1319/0,784 \cdot 68,8 = 24,45 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 27 \cdot 0,95 = 25,65 \text{ кН/см}^2$ . Умова стійкості виконується.

Розкоси 2-3 і 2'-3' розраховуємо за зусиллям розтягу  $N = 1012 \text{ кН}$ ;  
 $A_{n,пт} = N/R_y \cdot \gamma_c = 1012/27 \cdot 0,95 = 39,45 \text{ см}^2$ .

За сортаментом (табл. Д.11 або Д.12, дод. Д) приймаємо 2  $\times$  125  $\times$  9:  $A = 44,0 \text{ см}^2$ ,  $i_x = 3,86 \text{ см}$ ,  $i_{y2} = 5,63 \text{ см}$  (радіус інерції двох кутників  $i_{y2}$



прийнятий за сортаментом при відстані між кутниками, яка дорівнює товщині стінки широкополічного тавра 35ШТ1 нижнього пояса ферми).

Перевірка гнучкості розкосів в обох площинах і їх міцності:  $\lambda_x = l_{ef,x}/i_x = 342/3,86 = 89 < 300$ ,  $\lambda_y = l_{ef,y}/i_{y2} = 428/5,63 = 76 < 300$ ,  $\sigma = N/A_n = 1012/44 = 23,0 \text{ кН/см}^2 < R_y \cdot \gamma_c = 25,65 \text{ кН/см}^2$ . Умови гнучкості і міцності виконуються.

Розрахунки інших елементів решітки аналогічні вищенаведеним, тому їх не приводимо. Всі результати розрахунків внесено в табл. 4.2.

#### 4.4 Розрахунок і конструювання вузлів ферми

При розрахунку і конструюванні вузлів ферми спочатку визначають розміри зварних швів, які кріплять елементи ферми у вузлах, потім конструюють вузол (з фасонками або без фасонок). Вузол конструюється безфасонковим тільки тоді, коли всі розрахункові шви вміщуються у межах вузла на стінці тавра пояса. При цьому відстань між швами повинна бути не менша як 40 мм. Якщо висоти стінки тавра недостатньо для розміщення швів, тоді до неї приварюють фасонку стиковим швом. Товщину стінки тавра і фасонки приймають однаковою. Інші габарити фасонки повинні бути такими, щоб на ній і на стінці тавра розміщувались всі зварні шви елементів решітки.

Зусилля, яке діє в стояку або розкосі, передається на обушок і перо кутника не однаково, оскільки вісь елемента зміщена в сторону обушка. Для рівнополічних кутників розподілення сили  $N$  приймається: на обушок  $0,7N$ , на перо  $0,3N$ . Для нерівнополічних кутників розподілення сили  $N$  змінюється в залежності від довжини полиці: на обушок  $0,75N$ , на перо  $0,25N$  – для короткої полиці; на обушок  $0,65N$ , на перо  $0,35N$  – для довгої полиці (рис. 4.3).

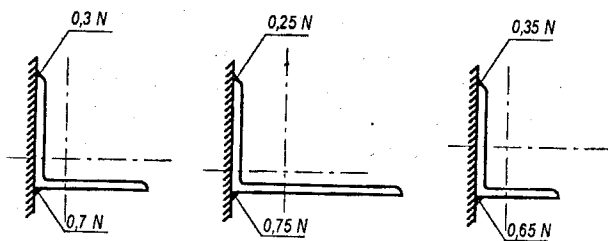


Рисунок 4.3 – Розподілення зусилля  $N$  на зварні шви обушка і пера

Для розрахунку зварних швів спочатку визначають небезпечний (розрахунковий) переріз шва. Якщо  $\beta_f \cdot R_{wf} < \beta_z \cdot R_{wz}$ , розрахунок ведуть за наплавленим металом шва (у протилежному випадку – за металом межі

сплавлення). Далі визначають довжини швів на обушці і на пері за формулами:

$$l_{\omega}^{об} = \frac{k \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^{об} \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ (см)}, \quad (4.5)$$

$$l_{\omega}^n = \frac{(1-k) \cdot N}{2 \cdot \beta_f \cdot k_f^n \cdot R_{\omega f} \cdot \gamma_{\omega f} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ (см)}. \quad (4.6)$$

При розрахунку швів за металом межі сплавлення довжини швів на обушці і на пері визначаються за формулами:

$$l_{\omega}^{об} = \frac{k \cdot N}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f^{об} \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ (см)}, \quad (4.7)$$

$$l_{\omega}^n = \frac{(1-k) \cdot N}{2 \cdot \beta_z \cdot k_f^n \cdot R_{\omega z} \cdot \gamma_{\omega z} \cdot \gamma_c} + 1 \text{ (см)}. \quad (4.8)$$

У цих формулах прийнято:  $k$  – коефіцієнт розподілення зусилля на обушок, який приймається 0,7, 0,75, 0,65 (рис. 4.3);  $\beta_f, \beta_z$  – коефіцієнти проплавлення (табл. 34 [1] або табл. Г.5, дод. Г [10]);  $R_{\omega f}$  – розрахунковий опір металу шва (табл. 55, 56 [1] або табл. Г.6, Г.7, дод. Г [10]);  $R_{\omega z}$  – розрахунковий опір металу межі сплавлення,  $R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un}$ , тут  $R_{un}$  – нормативний опір матеріалу, визначається за табл. 51 [1] або табл. Г.3, дод. Г [10];  $\gamma_{\omega f}, \gamma_{\omega z}$  – коефіцієнти умов роботи зварного шва (п. 11.2 [1]);  $\gamma_c$  – коефіцієнт умов роботи конструкції (табл. 6 [1]);  $k_f^n$  – катет шва на пері, визначається за табл. 39 [1] або табл. Г.4, дод. Г [10] і приймається, як правило, не більше  $(t-1...2)$  мм, тут  $t$  – товщина полиці кутника;  $k_f^{об}$  – катет шва на обушці, який дорівнює  $k_f^{об} = (k_f^n + 1...2)$  мм, але не більше товщини полиці кутника.

При конструюванні ферми центрування елементів виконують за геометричним центром ваги. Товщину фасонки приймають рівною товщині стінки тавра. Розміри фасонки у вузлах визначають кресленням вузлів у масштабі 1:5 або 1:10 і нанесенням розрахункових зварних швів. Елементи стояків і розкосів з парних кутників з'єднуються прокладками, які встановлюють на відстанях: для стиснутого елемента –  $40i_1$ , для розтягнутого –  $80i_1$  ( $i_1$  – радіус інерції одного кутника відносно осі, яка паралельна вільній осі перерізу елемента). Для стиснутих елементів потрібно приймати не менше 2 прокладок. Ширина прокладок приймається 60...100 мм, довжина їх дорівнює  $(b+20)$  мм, тут  $b$  – ширина полиці кутника. Товщина прокладок приймається рівною товщині вузлової фасонки або стінки тавра пояса.

**ПРИКЛАД (продовження).** При розрахунку зварних швів кріплення розкосів і стояків до фасонки і поясів ферми застосовуємо напівавтоматичне зварювання дротом Св-08А,  $d = 2$  мм;  $\beta_f = 0,9$ ,  $\beta_z = 1,05$ ;  $\gamma_{\omega f} = \gamma_{\omega z} = 1$ ;  $R_{\omega f} = 180$  МПа,  $R_{\omega z} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 380 = 171$  МПа.

Розрахунок ведеться за наплавленим металом шва, оскільки  $\beta_f \cdot R_{\omega f} = 0,9 \cdot 180 = 162$  МПа  $<$   $\beta_z \cdot R_{\omega z} = 1,05 \cdot 171 = 180$  МПа. Для кріплення

опорного розкосу до пояса ферми призначаємо катети швів: на пері  $k_f^n = 7$  мм, на обушці  $k_f^{об} = 9$  мм. Зусилля в розкосі  $N = 1319$  кН, переріз розкосу з  $2 \cdot 160 \times 11$ .

Визначаємо довжини швів за формулами (4.5) і (4.6):

– на обушці

$$l_w^{об} = \frac{0,7 \cdot 1319}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 33 \text{ см} > l_{w, \min} = 4 \text{ см};$$

– на пері

$$l_w^n = \frac{(1 - 0,7) \cdot 1319}{2 \cdot 0,9 \cdot 0,7 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1} + 1 = 19 \text{ см} > l_{w, \min} = 4 \text{ см}.$$

Розрахунок інших швів аналогічний розглянутим, тому він не приводиться. Всі результати занесено у табл. 4.3.

**Примітка.** Кількість катетів швів у вузлах всієї ферми обмежена і приймається не більше як чотири.

Таблиця 4.3 – Розрахунок зварних швів

№ стерж.	Переріз	N, кН	Шов на обушці			Шов на пері		
			$N_{об}$ , кН	$k_f^{об}$ , см	$l_w^{об}$ , см	$N_p$ , кН	$k_f^n$ , см	$l_w^n$ , см
1-2	1Г160×11	1319	923	0,9	33	396	0,7	19
2-3	1Г125×9	1012	708	0,9	26	304	0,7	15
3-4	1Г90×8	209	146	0,7	8	63	0,5	5
4-5	1Г140×10	762	533	0,9	20	229	0,7	12
5-6	1Г70×7	475	333	0,7	16	142	0,5	10
6-7	1Г90×8	209	146	0,7	8	63	0,5	5
7-8	1Г90×8	203	142	0,7	8	61	0,5	5

#### 4.5 Зміст робочого креслення ферми

Робоче креслення кроків'яної ферми виконується на стадії КМД на аркуші формату А2, де розміщуються:

- 1) схема ферми в осях у масштабі 1:200 з вказанням на лівій половині геометричних розмірів усіх стержнів, а на правій – розрахункових зусиль;
- 2) робоче креслення відправного елемента ферми з використанням двох масштабів: масштаб сітки ферми (схеми ферми) від 1:30 до 1:50, масштаб перерізів від 1:15 до 1:30;
- 3) специфікація металу на всі елементи і деталі, які розміщені на кресленні;
- 4) таблиця відправних елементів;
- 5) примітки.

При складанні специфікації додержуються таких правил:

– складальні марки нумерують арабськими цифрами, починаючи від опори і до середини ферми, у такій послідовності: верхній пояс, нижній пояс, розкоси, стояки, вузлові фасонки, стикові деталі, прокладки;

– розміри всіх деталей повинні бути кратними 10 мм, фасонки трапецієподібної форми вказують за більшими розмірами;

– вагу кутників, швелерів та іншої фасонкової сталі визначають з теоретичної ваги за сортаментом. Вагу листових деталей підраховують, виходячи зі щільності сталі – 7850 кг/м<sup>3</sup>. Вага всіх деталей вказується в кілограмах;

– для зварних відправних елементів у кінці специфікації потрібно вказати вагу зварних швів – 1 % чистої ваги всіх деталей;

– у примітках специфікації розміщують усі відхилення від “нормальної” технології обробки деталей (різка на гільотині або пресі, свердлення отворів та інше).

У примітках до робочого креслення вказують:

– особливості застосування сталей, наприклад, “елементи поясів виготовляти зі сталі С285 (ГОСТ 27772-88), а елементи решітки і вузлові фасонки – зі сталі С235”;

– типи електродів і зварних дротів;

– розміри нерозрахованих швів;

– діаметри нерозрахованих отворів;

– інші рекомендації з виготовлення і монтажу, яких немає на кресленні (наприклад, “з’єднувальні прокладки – складальні марки ставити на рівних відстанях”).

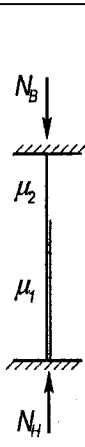
#### 4.6 Контрольні питання до розділу 4

1. Які типи ферм застосовуються в покриттях виробничих будівель?
2. Які типи перерізів використовуються в поясах ферм?
3. Теж, у системі решітки ферм.
4. Охарактеризуйте основні напрямки для зменшення витрат металу у фермах.
5. Які переваги і недоліки мають ферми із замкнених профілів (круглі сталеві труби і ГЗП)?
6. Охарактеризуйте основні типи з’єднань елементів ферми у вузлах.
7. В яких випадках і як збирається ферма з окремих відправних марок?
8. Як призначається розрахункова схема ферми?
9. В яких випадках необхідно враховувати при розрахунках жорсткість вузлів ферми і яким чином?
10. Які навантаження діють на ферму і як вони визначаються?
11. Охарактеризуйте основні методи визначення розрахункових зусиль в елементах ферми.
12. Які принципи складання комбінацій зусиль в стержнях ферми?
13. Як визначаються розрахункові довжини елементів ферми?
14. Яким чином розраховуються розтягнуті елементи ферми?
15. Теж, стиснуті елементи ферми.

16. Як розподіляються зусилля  $N$  у зварних швах елементів ферми з кутників при їх з'єднанні у вузлах?
17. Як виконується розрахунок і конструювання безфасонкових вузлів ферми?
18. Теж, вузлів з фасонками.
19. Для чого і як складається специфікація металу?
20. Чим відрізняються робочі креслення на стадіях КМ і КМД?

Додаток Д

Таблиця Д.1 – Коефіцієнт  $\mu_1$  для ступінчастих колон

Розрахункова схема	$\alpha_1$	Коефіцієнт $\mu_1$ при $n$									
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	
	0	2,0	1,92	1,86	1,80	1,76	1,70	1,67	1,64	1,60	
	0,2	2,0	1,93	1,87	1,82	1,76	1,71	1,68	1,64	1,62	
	0,4	2,0	1,94	1,88	1,83	1,77	1,75	1,72	1,69	1,66	
	0,6	2,0	1,95	1,91	1,86	1,83	1,79	1,77	1,76	1,72	
	0,8	2,0	1,97	1,94	1,92	1,90	1,88	1,87	1,86	1,85	
	1,0	2,0	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	2,00	
	1,5	2,0	2,12	2,25	2,33	2,38	2,43	2,48	2,52	-	
	2,0	2,0	2,45	2,66	2,81	2,91	3,00	-	-	-	
	2,5	2,5	2,94	3,17	3,34	3,50	-	-	-	-	
	3,0	3,0	3,43	3,70	3,93	4,12	-	-	-	-	

Продовження табл. Д.1

$\alpha_1$	Коефіцієнт $\mu_1$ при $n$										
	0,9	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,5	5,0	10,0	20,0
0	1,57	1,55	1,50	1,46	1,43	1,40	1,37	1,32	1,18	1,10	1,05
0,2	1,59	1,56	1,52	1,48	1,45	1,41	1,39	1,33	1,20	1,11	-
0,4	1,62	1,61	1,57	1,53	1,50	1,48	1,45	1,40	-	-	-
0,6	1,71	1,69	1,66	1,63	1,61	1,59	-	-	-	-	-
0,8	1,83	1,82	1,80	1,79	-	-	-	-	-	-	-
1,0	2,00	2,00	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Таблиця Д.2 – Коефіцієнт  $\phi_e$  для перевірки стійкості позакентрово-стиснутих (стиснуто-згинальних) суцільноствінчастих стержнів у площині дії моменту, яка збігається з площиною симетрії

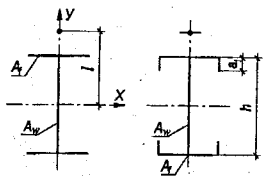
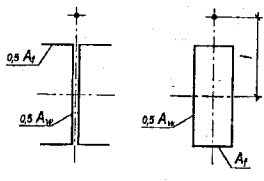
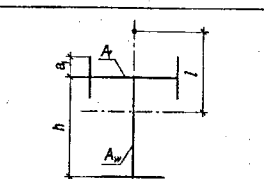
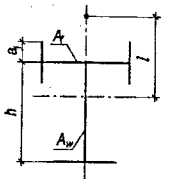
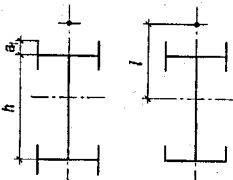
Умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$	Коефіцієнт $\phi_e$ при приведеному відносному ексцентриситеті $m_{ef}$											
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0,5	967	922	850	782	722	669	620	577	538	469	417	370
1,0	925	854	778	711	653	600	563	520	484	427	382	341
1,5	875	804	716	647	593	548	507	470	439	388	347	312
2,0	813	742	653	587	536	496	457	425	397	352	315	286
2,5	742	672	587	526	480	442	410	383	357	317	287	262
3,0	667	597	520	465	425	395	365	342	320	287	260	238
3,5	587	522	455	408	375	350	325	303	287	258	233	216
4,0	505	447	394	356	330	309	289	270	256	232	212	197
4,5	418	382	342	310	288	272	257	242	229	208	192	178
5,0	354	326	295	273	253	239	225	215	205	188	175	162
5,5	302	280	256	240	224	212	200	192	184	170	158	148
6,0	258	244	223	210	198	190	178	172	166	153	145	137
6,5	223	213	196	185	176	170	160	155	149	140	132	125
7,0	194	186	173	163	157	152	145	141	136	127	121	115
8,0	152	146	138	133	128	121	117	115	113	106	100	095
9,0	122	117	112	107	103	100	098	096	093	088	085	082
10,0	100	097	093	091	090	085	081	080	079	075	072	070
11,0	083	079	077	076	075	073	071	069	068	063	062	061
12,0	069	067	064	063	062	060	059	059	058	055	054	053
13,0	062	061	054	053	052	051	051	050	049	049	048	048
14,0	052	049	049	048	048	047	047	046	045	044	043	043

Умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$	Коефіцієнт $\varphi_e$ при приведеному відносному ексцентриситеті $m_{ef}$														
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0	
1	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27	
0,5	337	307	280	260	237	222	210	183	164	150	125	106	090	077	
1,0	307	283	259	240	225	209	196	175	157	142	121	103	086	074	
1,5	283	262	240	223	207	195	182	163	148	134	114	099	082	070	
2,0	260	240	222	206	193	182	170	153	138	125	107	094	079	067	
2,5	238	220	204	190	178	168	158	144	130	118	101	090	076	065	
3,0	217	202	187	175	166	156	147	135	123	112	097	086	073	063	
3,5	198	183	172	162	153	145	137	125	115	106	092	082	069	060	
4,0	181	168	158	149	140	135	127	118	108	098	088	078	066	057	
4,5	165	155	146	137	130	125	118	110	101	093	083	075	064	055	
5,0	150	143	135	126	120	117	111	103	095	088	079	072	062	053	
5,5	138	132	124	117	112	108	104	095	089	084	075	069	060	051	
6,0	128	120	115	109	104	100	096	089	084	079	072	066	057	049	
6,5	117	112	106	101	097	094	089	083	080	074	068	062	054	047	
7,0	108	102	098	094	091	087	083	078	074	070	064	059	052	045	
8,0	091	087	083	081	078	076	074	068	065	062	057	053	047	041	
9,0	079	075	072	069	066	065	064	061	058	055	051	048	043	038	
10,0	069	065	062	060	059	058	057	055	052	049	046	043	039	035	
11,0	060	057	055	053	052	051	050	048	046	044	040	038	035	032	
12,0	052	051	050	049	048	047	046	044	042	040	037	035	032	029	
13,0	047	045	044	043	042	041	041	039	038	037	035	033	030	027	
14,0	042	041	040	040	039	039	038	037	036	036	034	032	029	026	

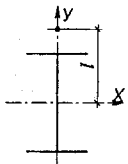
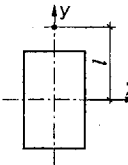
Примітка. Значення коефіцієнта  $\varphi_e$  збільшені в 1000 разів.



Таблиця Д.3 – Коефіцієнт  $\eta$  впливу форми перерізу

Тип перерізу	Схема перерізу	$\frac{A_f}{A_\omega}$	Значення $\eta$ при			
			$0 \leq \bar{\lambda} \leq 5$		$\bar{\lambda} > 5$	
			$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$	$0,1 \leq m \leq 5$	$5 < m \leq 20$
5		0,25	(1,45-0,05m)-0,01(5-m) $\bar{\lambda}$	1,2	1,2	
		0,5	(1,75-0,1m)-0,02(5-m) $\bar{\lambda}$	1,25	1,25	
		>1,0	(1,90-0,1m)-0,02(6-m) $\bar{\lambda}$	1,4-0,02 $\bar{\lambda}$	1,3	
6	 <p style="text-align: center;"><math>a_1/h \leq 0,15</math></p>	-	$\eta_s [1-0,3 \cdot (5-m) \cdot \frac{a_1}{h}]$	$\eta_s$	$\eta_s$	
7	 <p style="text-align: center;"><math>a_1/h \leq 0,15</math></p>	-	$\eta_s (1-0,8 \cdot \frac{a_1}{h})$	$\eta_s (1-0,8 \cdot \frac{a_1}{h})$	$\eta_s (1-0,8 \cdot \frac{a_1}{h})$	

Таблиця Д.4 – Значення коефіцієнтів  $\alpha$  і  $\beta$ 

Тип перерізу	Значення коефіцієнтів			
	$\alpha$ при		$\beta$ при	
	$m_x \leq 1$	$1 < m_x \leq 5$	$\lambda_y \leq \lambda_c$	$\lambda_y > \lambda_c$
Відкриті 	0,7	$0,65 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}$
	$1 - 0,3 \frac{J_2}{J_1}$	$1 - (0,35 - 0,05 m_x) \frac{J_2}{J_1}$	1	$1 - (1 - \sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}})$
				$(2 \frac{J_2}{J_1} - 1)$
Замкнуті 	0,6	$0,55 + 0,05 m_x$	1	$\sqrt{\frac{\varphi_c}{\varphi_y}}$

**Примітки:**

1.  $J_1$  і  $J_2$  – моменти інерції відповідно більшої та меншої полиць відносно осі симетрії у-у;

2. При  $J_2 / J_1 < 0,5$   $\beta = 1$ ;

3.  $\varphi_c$  – значення  $\varphi_y$  при  $\lambda_y = \lambda_c = 3,14 \sqrt{E / R_y}$ .

Таблиця Д.5 – Коефіцієнт  $\varphi_e$  для перевірки стійкості позacentрово-стиснутих (стиснуто-згинальних) наскрізних стержнів у площині дії моменту, яка збігається з площиною симетрії

Умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$	Коефіцієнт $\varphi_e$ при приведеному відносному ексцентриситеті $m_{ef}$											
	0,1	0,25	0,5	0,75	1,0	1,25	1,5	1,75	2,0	2,5	3,0	3,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
0,5	908	800	666	571	500	444	400	364	333	286	250	222
1,0	872	762	640	553	483	431	387	351	328	280	243	218
1,5	830	727	600	517	454	407	367	336	311	271	240	211
2,0	774	673	556	479	423	381	346	318	293	255	228	202
2,5	708	608	507	439	391	354	322	297	274	238	215	192
3,0	637	545	455	399	356	324	296	275	255	222	201	182
3,5	562	480	402	355	320	294	270	251	235	206	187	170
4,0	484	422	357	317	288	264	246	228	215	191	173	160
4,5	415	365	315	281	258	237	223	207	196	176	160	149
5,0	350	315	277	250	230	212	201	186	178	161	149	138
5,5	300	273	245	223	203	192	182	172	163	147	137	128
6,0	255	237	216	198	183	174	165	156	149	135	126	119
6,5	221	208	190	178	165	157	149	142	137	124	117	109
7,0	192	184	168	160	150	141	135	130	125	114	108	101
8,0	148	142	136	130	123	118	113	108	105	097	091	085
9,0	117	114	110	107	102	098	094	090	087	082	079	075
10,0	097	094	091	090	087	084	080	076	073	070	067	064
11,0	082	078	077	076	073	071	068	066	064	060	058	056
12,0	068	066	064	063	061	060	058	057	056	054	053	050
13,0	060	059	054	053	052	051	050	049	049	048	047	046
14,0	050	049	048	047	046	046	045	044	043	043	042	042

Умовна гнучкість $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$	Коефіцієнт $\varphi_e$ при приведеному відносному ексцентриситеті $m_{ef}$													
	4,0	4,5	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0	8,0	9,0	10,0	12,0	14,0	17,0	20,0
1	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
0,5	200	182	167	154	143	133	125	111	100	091	077	067	056	048
1,0	197	180	165	151	142	131	121	109	098	090	077	066	055	046
1,5	190	178	163	149	137	128	119	108	096	088	077	065	053	045
2,0	183	170	156	143	132	125	117	106	095	086	076	064	052	045
2,5	175	162	148	136	127	120	113	103	093	083	074	062	051	044
3,0	165	153	138	130	121	116	110	100	091	081	071	061	051	043
3,5	155	143	130	123	115	110	106	096	088	078	069	059	050	042
4,0	145	133	124	118	110	105	100	093	084	076	067	057	049	041
4,5	136	124	116	110	105	100	096	089	079	073	065	055	048	040
5,0	127	117	108	104	100	095	092	086	076	071	062	054	047	039
5,5	118	110	102	098	095	091	087	081	074	068	059	052	046	039
6,0	109	103	097	093	090	085	083	077	070	065	056	051	045	038
6,5	102	097	092	088	085	080	077	072	066	061	054	050	044	037
7,0	095	091	087	083	079	076	074	068	063	058	051	047	043	036
8,0	082	079	077	073	070	067	065	060	055	052	048	044	041	035
9,0	072	069	067	064	062	059	056	053	050	048	045	042	039	035
10,0	062	060	058	056	054	052	050	047	045	043	041	038	036	033
11,0	054	053	052	050	048	046	044	043	042	041	038	035	032	030
12,0	049	048	047	045	043	042	040	039	038	037	034	032	030	028
13,0	045	044	044	042	041	040	038	037	036	035	032	030	028	026
14,0	041	041	040	039	039	038	037	036	035	034	031	029	027	025

Примітка. Значення коефіцієнта  $\varphi_e$  збільшені в 1000 разів.

Таблиця Д.6 – Розрахунковий опір на розтяг фундаментних болтів  $R_{bt}$ , МПа

Діаметр болтів, d, мм	Фундаментних болтів зі сталі марок			U-подібних болтів зі сталі марок		
	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1	ВСт3кп2	09Г2С	10Г2С1
12...20	145	185	190	185	235	240
21...32	145	185	190	185	230	235
33...60	145	180	180	185	225	225
61...80	145	175	170	185	220	215
81...100	145	170	170	185	215	215
101...140	146	170	-	185	215	-

Таблиця Д.7 – Площі перерізів болтів

d, мм	16	18*	20	22*	24	27*	30	36
$A_b$ , см <sup>2</sup>	2,01	2,54	3,14	3,80	4,52	5,72	7,06	10,17
$A_{bнв}$ , см <sup>2</sup>	1,57	1,92	2,45	3,03	3,52	4,59	5,60	8,16

Продовження табл. Д.7

d, мм	42	48	56	64	72	80	90	100
$A_b$ , см <sup>2</sup>	13,85	18,09	24,60	32,20	40,70	50,30	63,60	78,50
$A_{bнв}$ , см <sup>2</sup>	11,20	14,72	20,50	26,90	34,70	43,50	56,00	70,20

\* болти вказаних діаметрів застосовувати не рекомендується

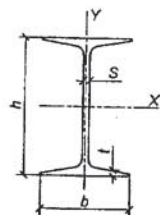
Таблиця Д.8 – Розміщення болтів

Характеристика відстані	Відстань при розміщенні болтів
1. Відстань між центрами болтів у будь-якому напрямі: а) мінімальна б) максимальна у крайніх рядах за відсутності облямувальних кутників при розтягу і стиску в) максимальна в середніх рядах, а також у крайніх рядах за наявності облямувальних кутників при: – розтягу – стиску	2,5 $d_0$  8 $d_0$ чи 12 $t$  16 $d_0$ чи 24 $t$ 12 $d_0$ чи 18 $t$
2. Відстань від центра болта до краю елемента а) мінімальна уздовж зусилля б) те ж, поперек зусилля при: – обрізаних краях – прокатних краях в) максимальна г) мінімальна для високоміцних болтів з будь-яким краєм у будь-якому напрямку зусилля	2 $d_0$  1,5 $d_0$ 1,2 $d_0$ 4 $d_0$ чи 8 $t$  1,3 $d_0$

**Примітки:**

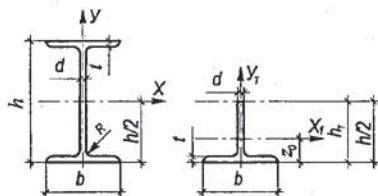
1. Позначення:  $d_0$  – діаметр отвору для болта,  $t$  – товщина більш тонкого зовнішнього елемента;

2. В елементах з  $\sigma_t > 380$  МПа мінімальна відстань між центрами болтів 3  $d_0$ .



Таблиця Д.9 – Сортамент прокатних двотаврів (вибірка із ГОСТ 8239-89)

№ дво- тавра	h, мм	b, мм	S, мм	t, мм	Площа пе- рерізу, А, см <sup>2</sup>	Маса 1 п.м., кг	J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>x</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	W <sub>y</sub> , см <sup>3</sup>	i <sub>y</sub> , см
10	100	55	4,5	7,2	12,0	9,46	198	39,7	4,06	17,9	6,49	1,22
12	120	64	4,8	7,3	14,7	11,5	350	58,4	4,88	27,9	8,72	1,38
14	140	73	4,9	7,5	17,4	13,7	572	81,7	5,73	41,9	11,5	1,55
16	160	81	5,0	7,8	20,2	15,9	873	109,0	6,57	58,6	14,5	1,70
18	180	90	5,1	8,1	23,4	18,4	1290	143,0	7,42	82,6	18,4	1,88
20	200	100	5,2	8,4	26,8	21,0	1840	184,0	8,28	115,0	23,1	2,07
22	220	110	5,4	8,7	30,6	24,0	2550	232,0	9,13	157,0	28,6	2,27
24	240	115	5,6	9,5	34,8	27,3	3460	289,0	9,97	198,0	34,5	2,37
27	270	125	6,0	9,8	40,2	31,5	5010	371,0	11,2	260,0	41,5	2,54
30	300	135	6,5	10,2	46,5	36,5	7080	472,0	12,3	337,0	49,9	2,69
33	330	140	7,0	11,2	53,8	42,2	9840	597,0	13,5	419,0	59,9	2,79
36	360	145	7,5	12,3	61,9	48,6	13380	743,0	14,7	516,0	71,1	2,89
40	400	155	8,3	13,0	72,7	57,0	19062	953,0	16,2	667,0	86,1	3,03
45	450	160	9,0	14,2	84,7	66,5	27696	1231,0	18,1	808,0	101,0	3,09
50	500	170	10,0	15,2	100,0	78,5	39727	1589,0	19,9	1043,0	123,0	3,23
55	550	180	11,0	16,5	118,0	92,6	55962	2035,0	21,8	1356,0	151,0	3,39
60	600	190	12,0	17,8	138,0	108,0	76806	2560,0	23,8	1725,0	182,0	3,54



Таблиця Д.10 – Двотаври сталеві гарячекатані з паралельними гранями полиць за ГОСТ 28020-83 і таври за скороченим сортаментом. Для таврів висота перерізу  $h_T$ , площа перерізу  $A_T$ , момент інерції  $J_{yT}$  і маса  $g_T$  рівні 0,5 відповідних характеристик для двотаврів. Позначки профілів: Б – нормальний (балковий); Ш – широкополічний; К – колонний; Т – тавровий (різка двотаврів  $h = 200 \dots 1000$  мм);  $S_x$  – статичний момент півперерізу.

Двотаври										
№ профілю	h, мм	Площа перерізу, $A, \text{см}^2$	Маса 1 п.м., кг	$J_x, \text{см}^4$	$W_x, \text{см}^3$	$i_x, \text{см}$	$S_x, \text{см}^3$	$J_y, \text{см}^4$	$W_y, \text{см}^3$	$i_y, \text{см}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20Б1	200	28,49	22,4	1943	194,3	8,26	110,3	142,3	28,5	2,23
23Б1	230	32,91	25,8	2996	260,5	9,54	147,2	200,3	36,4	2,47
26Б1	258	35,62	28,0	4024	312,0	10,63	176,6	245,6	40,9	2,63
30Б1	296	41,92	32,9	6328	427,0	12,29	240,0	390,0	55,7	3,05
35Б1	346	49,53	38,9	10060	581,7	14,25	328,6	529,6	68,3	3,27
35Б2	349	55,17	43,3	11550	662,2	14,47	373,0	622,9	80,4	3,36
40Б1	392	61,25	48,1	15750	803,6	16,03	456,0	714,9	86,7	3,42
40Б2	396	69,72	54,7	18530	935,7	16,30	529,7	865,0	104,8	3,52
45Б1	443	76,23	59,8	24940	1125,8	18,09	639,5	1073,7	119,3	3,75
45Б2	447	85,96	67,5	28870	1291,9	18,32	732,9	1269,0	141,0	3,85
50Б1	492	92,98	73,0	37160	1511,0	19,99	860,4	1606,0	160,6	4,16
50Б2	496	102,80	80,7	42390	1709,0	20,30	970,2	1873,0	187,3	4,27
55Б1	543	113,37	89,0	55680	2051,0	22,16	1165,0	2404,0	218,6	4,61



Продовження табл. Д.10

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
60Б1	593	135,26	106,2	78760	2656	24,13	1512,0	3154	274,3	4,83
60Б2	597	147,30	115,6	87640	2936	24,39	1669,0	3561	309,6	4,92
70Б1	691	164,70	129,3	125930	3645	27,65	2095,0	4556	350,5	5,26
70Б2	697	183,60	144,2	145912	4187	28,19	2393,0	5437	418,2	5,44
80Б1	791	203,20	159,5	199500	5044	31,33	2917,0	6244	446,0	5,54
90Б1	893	247,10	194,0	304400	6817	35,09	3964,0	8365	557,6	5,82
100Б1	990	293,82	230,6	446000	9011	38,96	5234,0	11520	719,6	6,26
100Б2	998	328,90	258,2	516400	10350	39,62	5980,0	13710	856,9	6,46
100Б3	1006	364,00	285,7	587700	11680	40,18	6736,0	15900	993,9	6,61
100Б4	1013	400,60	314,5	655400	12940	40,45	7470,0	17830	1114,3	6,67
20Ш1	193	38,95	30,6	2660	275	8,26	153,0	507	67,6	3,61
23Ш1	226	46,08	36,2	4260	377	9,62	210,0	622	80,2	3,67
26Ш1	251	54,37	42,7	6225	496	10,70	276,0	974	108,2	4,23
26Ш2	255	62,37	49,2	7429	583	10,88	325,0	1168	129,8	4,31
30Ш1	291	68,31	53,6	10400	715	12,34	398,0	1470	147,0	4,64
30Ш2	295	77,65	61,0	12200	827	12,53	462,0	1737	173,7	4,73
35Ш1	338	95,67	75,1	19790	1171	14,38	651,0	3260	261,0	5,84
35Ш2	341	104,74	82,2	22070	1295	14,52	721,0	3650	292,0	5,90
40Ш1	388	122,40	96,1	34360	1771	16,76	976,0	6306	420,0	7,18
40Ш2	392	141,60	111,1	39700	2025	16,75	1125,0	7209	481,0	7,14
50Ш1	484	145,70	114,4	60930	2518	20,45	1403,0	6762	451,0	6,81
60Ш1	580	181,10	142,1	107300	3701	24,35	2068,0	9302	581,0	7,17
70Ш1	683	216,40	169,9	172000	5036	28,19	2843,0	10400	650,0	6,93
70Ш2	691	251,70	197,6	205500	5949	28,58	3360,0	12590	787,0	7,07
80Ш1	779,2	258,00	203,0	265170	6810	32,00	3700,0	13790	811,0	7,30
90Ш1	882	310,00	244,0	402160	9120	36,00	5000,0	17940	997,0	7,60
100Ш1	978	369,00	290,0	590550	12080	40,00	6600,0	26740	1340,0	8,51

Продовження табл. Д.10

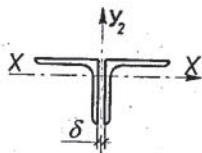
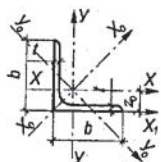
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
20K1	195	52,82	41,5	3820	392	8,50	216	1334	133	5,03
20K2	198	59,70	46,9	4420	447	8,61	247	1534	153	5,07
23K1	227	66,51	52,2	6589	580	9,95	318	2421	202	6,03
23K2	230	75,77	59,5	7601	661	10,02	365	2766	231	6,04
26K1	255	83,08	65,2	10300	809	11,14	445	3517	271	6,51
26K2	258	93,19	73,2	11700	907	11,21	501	3957	304	6,52
30K1	296	108,00	84,8	18110	1223	12,95	672	6079	405	7,50
30K2	300	122,70	96,3	20930	1395	13,95	771	6980	465	7,54
35K1	343	139,70	109,7	31610	1843	15,04	1010	10720	613	8,76
35K2	348	160,40	125,9	37090	2132	15,21	1173	12510	715	8,83
40K1	393	175,80	138,0	52400	2664	17,26	1457	17610	880	10,00
40K2	400	210,96	165,6	64140	3207	17,44	1767	21350	1067	10,06
40K3	409	257,80	202,3	80040	3914	17,62	2180	26150	1307	10,07
40K4	419	308,60	242,2	98340	4694	17,85	2642	31500	1575	10,01
40K5	431	371,00	291,2	121570	5642	18,10	3217	37910	1896	10,11

Продовження табл. Д.10

№ профілю	Двотаври і таври				Таври*			
	b, мм	d, мм	t, мм	R, мм	z <sub>0</sub> , см	J <sub>x1</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x1</sub> , см	№ профілю
1	12	13	14	15	16	17	18	19
20Б1	100	5,6	8,5	12	2,25	117	2,87	10БТ1
23Б1	110	5,6	9,0	12	2,60	180	3,31	11,5БТ1
26Б1	120	5,8	8,5	12	2,98	260	3,78	13БТ1
30Б1	140	5,8	8,5	15	3,32	400	4,37	15БТ1
35Б1	155	6,2	8,5	18	3,98	672	5,21	17,5БТ1
35Б2	155	6,5	10,0	18	3,93	733	5,16	17,5БТ2
40Б1	165	7,0	9,5	21	4,71	1090	5,96	20БТ1
40Б2	165	7,5	11,5	21	4,60	1210	5,90	20БТ2
45Б1	180	7,8	11,0	21	5,37	1740	6,80	22,5БТ1
45Б2	180	8,4	13,0	21	5,30	1940	6,72	22,5БТ2
50Б1	200	8,8	12,0	21	6,09	2660	7,56	25БТ1
50Б2	200	9,2	14,0	21	5,93	2890	7,50	27,5БТ1
55Б1	220	9,5	13,5	24	6,62	3960	8,29	27,5БТ2
60Б1	230	10,5	15,5	24	7,29	5570	9,07	30БТ1
60Б2	230	11,0	17,5	24	7,19	6000	9,03	30БТ2
70Б1	260	12,0	15,5	24	9,12	9690	10,80	35БТ1
70Б2	260	12,5	18,3	24	8,79	10600	10,70	35БТ2
80Б1	280	13,5	17,0	26	10,80	15970	12,50	40БТ1
90Б1	300	15,0	18,5	30	12,60	25050	14,20	45БТ1
100Б1	320	16,0	21,0	30	13,90	36540	15,80	50БТ1
100Б2	320	17,0	25,0	30	13,50	40540	15,70	50БТ2
100Б3	320	18,0	29,0	30	13,30	44530	15,60	50БТ3
100Б4	320	19,5	32,5	30	13,40	49130	15,70	50БТ4
20Ш1	150	6,0	9,0	13	1,78	123	2,51	10ШТ1
23Ш1	155	6,5	10,0	14	2,17	210	3,02	11,5ШТ1
26Ш1	180	7,0	10,0	16	2,40	312	3,09	13ШТ1

Продовження табл. Д.10

1	12	13	14	15	16	17	18	19
26Ш2	180	7,5	12,0	16	2,39	351	3,35	13ШТ2
30Ш1	200	8,0	11,0	18	2,88	550	4,01	15ШТ1
30Ш2	200	8,5	13,0	18	2,86	610	3,96	15ШТ2
35Ш1	250	9,5	12,5	20	3,29	1030	4,64	17,5ШТ1
35Ш2	250	10,0	14,0	20	3,29	1120	4,61	17,5ШТ2
40Ш1	300	9,5	14,0	22	3,45	1620	5,14	20ШТ1
40Ш2	300	11,5	16,0	22	3,70	1960	5,27	20ШТ2
50Ш1	300	11,0	15,0	26	4,85	3460	6,89	25ШТ1
60Ш1	320	12,0	17,0	28	6,16	6400	8,41	30ШТ1
70Ш1	320	13,5	19,0	30	7,88	11300	10,20	35ШТ1
70Ш2	320	15,0	23,0	30	7,85	13300	10,20	35ШТ2
80Ш1	340	14,5	21,0	32	9,17	18000	11,80	40ШТ1
90Ш1	360	16,0	23,0	34	10,70	28200	13,50	45ШТ1
100Ш1	400	17,0	25,0	34	11,80	40800	14,90	50ШТ1
20К1	200	6,5	10,0	13	1,57	143	2,33	10КТ1
20К2	200	7,0	11,5	13	1,61	160	2,31	10КТ2
23К1	240	7,0	10,5	14	1,78	247	2,72	11,5КТ1
23К2	240	8,0	12,0	14	1,87	288	2,76	11,5КТ2
26К1	260	8,0	12,0	16	2,04	396	3,09	13КТ1
26К2	260	9,0	13,5	16	2,14	455	3,12	13КТ2
30К1	300	9,0	13,5	18	2,36	700	3,60	15КТ1
30К2	300	10,0	15,5	18	2,45	799	3,61	15КТ2
35К1	350	10,0	15,0	20	2,70	1220	4,17	17,5КТ1
35К2	350	11,0	17,5	20	2,77	1380	4,16	17,5КТ2
40К1	400	11,0	16,5	22	3,07	2020	4,79	20КТ1
40К2	400	13,0	20,0	22	3,25	2470	4,84	20КТ2
40К3	400	16,0	24,5	22	3,54	3160	4,95	20КТ3
40К4	400	19,0	29,5	22	3,82	3920	5,04	20КТ4
40К5	400	23,0	35,5	22	4,21	4990	5,19	20КТ5



Таблиця Д.11 – Рівнополічні кутники (вибірка з ГОСТ 8509-86):  $b$  – ширина полиці;  $t$  – товщина полиці;  $J$  – момент інерції;  $i$  – радіус інерції;  $\delta$  – відстань між кутниками;  $A$  – площа перерізу

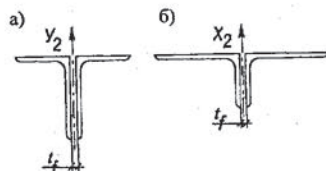
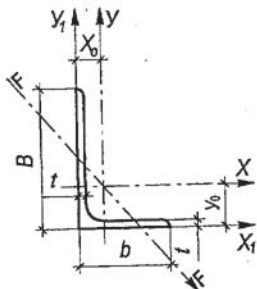
$b$ , мм	$t$ , мм	$A$ , см <sup>2</sup>	Маса 1 п.м., кг	$z_0$ , см	$J_{x_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{x_0}$ , см	$J_{y_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{y_0}$ , см	$J_{x_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{x_0}$ , см	$J_{y_0}$ , см <sup>4</sup>	$i_{y_0}$ , см	Радіус інерції $i_{y_2}$ для двох кутників при $\delta$ , мм			
													8	10	12	14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	
45	4	3,48	2,73	1,26	6,63	1,38	12,1	10,5	1,74	2,74	0,89	2,16	2,24	2,32	2,40	
	5	4,29	3,37	1,30	8,03	1,37	15,3	12,7	1,72	3,33	0,88	2,18	2,26	2,34	2,42	
50*	4	3,89	3,05	1,38	9,21	1,54	16,6	14,6	1,94	3,80	0,99	2,35	2,43	2,51	2,59	
	5*	4,80	3,77	1,42	11,20	1,53	20,9	17,8	1,92	4,63	0,98	2,38	2,45	2,53	2,61	
56	4	4,38	3,44	1,52	13,10	1,73	23,3	20,8	2,18	5,41	1,11	2,58	2,66	2,73	2,81	
	5	5,41	4,25	1,57	16,00	1,72	29,2	25,4	2,16	6,59	1,10	2,61	2,72	2,77	2,85	
63*	4	4,96	3,90	1,69	18,90	1,95	33,10	29,9	2,45	7,81	1,25	2,86	2,93	3,01	3,09	
	5*	6,13	4,81	1,74	23,10	1,94	42,5	36,6	2,44	9,52	1,25	2,89	2,96	3,04	3,12	
	6	7,28	5,72	1,78	27,10	1,93	50,0	42,9	2,43	11,20	1,24	2,90	2,99	3,06	3,14	
70*	4,5	6,20	4,87	1,88	29,00	2,16	51,0	46,0	2,72	12,00	1,39	3,21	3,21	3,29	3,37	
	5	6,86	5,38	1,90	31,90	2,16	56,7	50,7	2,72	13,20	1,39	3,16	3,23	3,30	3,38	
	6*	8,15	6,39	1,94	37,60	2,15	68,4	59,6	2,71	15,50	1,38	3,18	3,25	3,33	3,40	
	7	9,42	7,39	1,99	43,00	2,14	80,1	68,2	2,69	17,80	1,37	3,20	3,28	3,38	3,44	
75*	8	10,70	8,37	2,02	48,20	2,13	91,9	76,4	2,68	20,00	1,37	3,22	3,29	3,37	3,45	
	5	7,39	5,80	2,02	39,50	2,31	69,6	62,6	2,91	16,40	1,49	3,35	3,42	3,49	3,57	
	6*	8,78	6,89	2,06	46,60	2,30	83,9	73,9	2,90	19,30	1,48	3,30	3,44	3,52	3,60	
	7	10,10	7,96	2,10	53,30	2,29	98,3	84,6	2,89	22,10	1,48	3,40	3,47	3,54	3,62	
	8	11,50	9,02	2,15	59,80	2,28	113,0	94,9	2,87	24,80	1,47	3,43	3,50	3,57	3,65	
	9	12,80	10,10	2,18	66,10	2,27	127,0	105,0	2,86	27,50	1,46	3,44	3,51	3,59	3,67	

Продовження табл. Д.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
80*	5,5	8,63	6,78	2,17	52,7	2,47	93,2	83,6	3,11	21,8	1,59	3,57	3,64	3,71	3,79
	6	9,38	7,36	2,19	57,0	2,47	102,0	90,4	3,11	23,5	1,58	3,58	3,65	3,72	3,80
	7*	10,80	8,51	2,23	65,3	2,45	119,0	104,0	3,09	27,0	1,58	3,60	3,67	3,75	3,82
	8	12,30	9,65	2,27	73,4	2,44	137,0	116,0	3,08	30,3	1,57	3,62	3,69	3,77	3,84
90*	6*	10,60	8,33	2,43	82,1	2,78	145,0	130,0	3,50	34,0	1,79	3,96	4,04	4,11	4,19
	7*	12,30	9,64	2,47	94,3	2,77	169,0	150,0	3,49	38,9	1,78	3,99	4,06	4,13	4,21
	8	13,90	10,90	2,51	106,0	2,76	194,0	168,0	3,48	43,8	1,77	4,01	4,08	4,16	4,23
100*	9	15,60	12,20	2,55	118,0	2,75	219,0	186,0	3,46	48,6	1,77	4,04	4,11	4,18	4,26
	6,5	12,80	10,10	2,68	122,0	3,09	214,0	193,0	3,88	50,7	1,99	4,36	4,43	4,50	4,57
	7*	13,80	10,80	2,71	131,0	3,08	231,0	307,0	3,88	54,2	1,98	4,38	4,45	4,52	4,59
	8	15,50	12,20	2,75	147,0	3,07	265,0	233,0	3,87	60,9	1,98	4,40	4,47	4,54	4,62
	10	19,20	15,10	2,83	179,0	3,05	333,0	284,0	3,84	74,1	1,96	4,44	4,52	4,59	4,66
	12	22,80	17,90	2,91	209,0	3,03	402,0	331,0	3,81	86,9	1,95	4,48	4,56	4,63	4,71
	14	26,30	20,60	2,99	237,0	3,00	472,0	375,0	3,78	99,3	1,94	4,53	4,60	4,68	4,76
110*	16	29,70	23,30	3,06	264,0	2,98	542,0	416,0	3,74	112,0	1,94	4,64	4,72	4,72	4,80
	7*	15,20	11,90	2,96	176,0	3,40	308,0	279,0	4,29	72,7	2,19	4,78	4,85	4,92	5,00
125*	8	17,20	13,50	3,00	198,0	3,39	353,0	315,0	4,28	81,8	2,18	4,80	4,87	4,95	5,02
	8*	19,70	15,50	3,36	294,0	3,87	516,0	467,0	4,87	122,0	2,49	5,39	5,46	5,53	5,60
	9*	22,00	17,30	3,40	327,0	3,86	582,0	520,0	4,86	135,0	2,48	5,41	5,48	5,56	5,63
	10	24,30	19,10	3,45	360,0	3,85	649,0	571,0	4,84	149,0	2,47	5,44	5,52	5,58	5,66
	12	28,90	22,70	3,53	422,0	3,82	782,0	670,0	4,82	174,0	2,46	5,48	5,55	5,62	5,70
	14	33,40	26,20	3,61	482,0	3,80	916,0	764,0	4,78	200,0	2,45	5,52	5,60	5,67	5,75
140*	16	37,80	29,60	3,68	539,0	3,78	1051,0	853,0	4,75	224,0	2,56	5,66	5,72	5,72	5,78
	9*	24,70	19,40	3,78	466,0	4,34	818,0	739,0	5,47	192,0	2,79	6,02	6,10	6,16	6,24
	10	27,30	21,50	3,82	512,0	4,33	911,0	814,0	5,46	211,0	2,78	6,05	6,12	6,19	6,26
	12	32,50	25,50	3,90	602,0	4,31	1097,0	957,0	5,43	248,0	2,76	6,08	6,15	6,25	6,30

Продовження табл. Д.11

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
160*	10*	31,4	24,7	4,30	774	4,96	1356	1229	6,25	319	3,19	6,84	6,91	6,97	7,05
	11*	34,4	27,0	4,35	944	4,95	1494	1341	6,24	348	3,18	6,86	6,93	7,00	7,13
	12	37,4	29,4	4,39	913	4,94	1633	1450	6,23	376	3,17	6,88	6,95	7,02	7,09
	14	43,3	34,0	4,47	1046	4,92	1911	1662	6,20	431	3,16	6,91	6,98	7,05	7,13
	16	49,1	38,5	4,55	1175	4,89	2191	1866	6,17	485	3,14	6,95	7,03	7,10	7,18
	18	54,8	43,0	4,63	1299	4,87	2472	2061	6,13	537	3,13	7,00	7,07	7,14	7,22
180*	20	60,4	47,4	4,70	1419	4,85	2756	2248	6,10	589	3,12	7,04	7,11	7,18	7,26
	11*	38,8	30,5	4,85	1216	5,60	2128	1933	7,06	500	3,59	7,67	7,74	7,81	7,82
200*	12*	42,2	33,1	4,89	1317	5,59	2324	2093	7,04	540	3,58	7,69	7,76	7,83	7,84
	12*	47,1	37,0	5,37	1823	6,22	3182	2896	7,84	749	3,99	8,48	8,55	8,62	8,69
	13	50,9	39,9	5,42	1961	6,21	3452	3116	7,83	805	3,98	8,50	8,58	8,64	8,71
	14*	54,6	42,8	5,46	2097	6,20	3722	3333	7,81	861	3,97	8,52	8,60	8,66	8,73
	16	62,0	48,7	5,54	2363	6,17	4264	3755	7,78	970	3,96	8,56	8,64	8,70	8,77
	20	76,5	60,1	5,70	2871	6,12	5355	4560	7,72	1182	3,93	8,65	8,72	8,79	8,86
	25	94,3	74,0	5,89	3466	6,06	6733	5494	7,63	1438	3,91	8,74	8,81	8,88	8,95
30*	111,5	87,6	6,07	4020	6,00	8130	6351	7,55	1688	3,89	8,83	8,90	8,97	9,05	
220*	14*	60,4	47,4	5,93	2814	6,83	4941	4470	8,90	1159	4,38	9,31	9,37	9,45	9,52
	16	68,6	53,8	6,02	3175	6,81	5661	5045	8,58	1306	4,36	9,35	9,42	9,49	9,56
250*	16*	78,4	61,5	6,75	4717	7,76	8286	7492	9,78	1942	4,98	10,55	10,62	10,68	10,75
	18	87,7	68,9	6,83	5247	7,73	9342	8337	9,75	2158	4,96	10,59	10,65	10,72	10,80
	20	97,0	76,1	6,91	5765	7,71	10401	9160	9,72	2370	4,94	10,62	10,69	10,76	10,83
	22	106,1	83,3	7,00	6270	7,69	11464	9961	9,69	2579	4,93	10,67	10,74	10,81	10,88
	25	119,7	94,0	7,11	7006	7,65	13064	11125	9,64	2887	4,91	10,72	10,79	10,86	10,93
	28	138,1	104,5	7,23	7717	7,61	14674	12244	9,59	3190	4,89	10,78	10,85	10,92	10,99
	30	142,0	111,4	7,31	8177	7,59	15763	12965	9,56	3389	4,89	10,82	10,89	10,96	10,03



Таблиця Д.12 – Нерівнополичні кутники (вибірка з ГОСТ 8510-72\*): В – ширина великої полиці; б – ширина малої полиці; t – товщина полиці; J – момент інерції; i – радіус інерції; А – площа перерізу

В, мм	б, мм	t, мм	А, см <sup>2</sup>	Маса 1 п.м., кг	y <sub>0</sub> , см	x <sub>0</sub> , см	J <sub>x</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>x</sub> , см	J <sub>y</sub> , см <sup>4</sup>	i <sub>y</sub> , см	J <sub>x1</sub> , см <sup>4</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
63	40	5	4,98	3,91	2,08	0,86	19,9	2,00	6,26	1,12	41,4
		6	5,90	4,63	2,12	0,99	23,3	1,99	7,28	1,11	49,9
		8	7,68	6,03	2,20	1,07	29,6	1,96	9,15	1,09	66,9
70	45	5	7,50	5,59	4,39	2,28	27,8	2,23	9,05	1,27	56,7
75	50	5	6,11	4,79	2,39	1,17	34,8	2,39	12,5	1,43	69,7
		6	7,25	5,69	2,44	1,21	40,9	2,38	14,6	1,42	83,9
		8	9,47	7,43	2,52	1,29	52,4	2,35	18,5	1,40	112,0
80	50	5	6,36	4,99	2,60	1,13	41,6	2,56	12,7	1,41	84,6
		6	7,55	5,92	2,65	1,17	49,0	2,55	14,8	1,40	102,0
90	56	5,5	7,86	6,17	2,92	1,26	65,3	2,88	19,7	1,58	132,0
		6	8,54	6,70	2,95	1,28	70,6	2,88	21,2	1,58	155,0
		8	11,87	8,77	3,04	1,36	90,9	2,85	27,1	1,56	194,0



Продовження табл. Д.12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
100	63	6	9,59	7,53	3,23	1,42	98,3	3,20	30,6	1,79	198
		7	11,1	8,7	3,28	1,46	113	3,19	35,0	1,78	232
		8	12,6	9,87	3,32	1,50	127	3,18	39,2	1,77	266
		10	15,5	12,1	3,40	1,58	154	3,15	47,1	1,75	383
110	70	6,5	11,4	8,98	3,55	1,58	142	3,53	45,6	2,00	286
		7	12,3	9,64	3,57	1,60	152	3,52	48,7	1,99	309
		8	13,9	10,9	3,61	1,64	172	3,51	54,6	1,98	353
125	80	7	14,1	11,0	4,01	1,80	227	4,01	73,7	2,29	452
		8	16,0	12,5	4,05	1,84	256	4,00	83,0	2,28	518
		10	19,7	15,5	4,14	1,92	312	3,98	100,0	2,26	648
		12	23,4	18,3	4,22	2,00	365	3,95	117,0	2,24	781
140	90	8	18,0	14,1	4,49	2,03	364	4,49	120,0	2,58	727
		10	12,2	17,5	4,58	2,12	444	4,47	146,0	2,56	911
160	100	9	22,9	18,0	5,19	2,23	606	5,15	186,0	2,85	1221
		10	25,3	19,8	5,23	2,28	667	5,13	204,0	2,84	1359
		12	30,0	23,6	5,32	2,36	784	5,11	239,0	2,82	1634
		14	34,7	27,3	5,40	2,43	897	5,08	272,0	2,80	1910
180	110	10	28,3	22,2	5,88	2,44	952	5,80	276,0	3,12	1933
		12	33,7	26,4	5,97	2,52	1123	5,77	324,0	3,10	2324
200	125	11	34,9	27,4	6,50	2,79	1449	6,45	446,0	3,58	2920
		12	37,9	29,7	6,54	2,83	1568	6,43	482,0	3,57	3189
		14	43,9	34,4	6,62	2,91	1801	6,41	551,0	3,54	3726
		16	49,8	39,1	6,71	2,99	2026	6,38	617,0	3,52	4264
250	160	12	48,3	37,9	7,97	3,53	3147	8,07	1032,0	4,62	6212
		16	78,6	49,9	8,14	3,69	4091	8,07	1333,0	4,58	8308
		18	71,7	55,8	8,23	3,77	4545	7,99	1475,0	4,56	9935
		20	78,5	61,7	8,31	3,85	4987	7,97	1613,0	4,53	10410

Продовження табл. Д.12

В, мм	b, мм	t, мм	$J_y, \text{см}^4$	$J_z, \text{см}^4$	$i_y, \text{см}$	Радіус інерції $i_{y2}$ для двох кутників за схемою							
						"а" при $t_f, \text{мм}$				"б" при $t_f, \text{мм}$			
						8	10	12	14	8	10	12	14
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
63	40	5	10,8	3,73	0,86	1,75	1,83	1,91	1,99	3,19	3,26	3,34	3,42
		6	13,1	4,36	0,86	1,78	1,89	1,94	2,02	3,21	3,29	3,36	3,45
		8	17,9	5,58	0,85	1,83	1,91	1,99	2,08	3,26	3,34	3,42	3,50
70	45	5	15,2	6,34	0,98	1,93	2,01	2,08	2,17	3,49	3,56	3,64	3,72
		5	20,8	7,24	1,09	2,13	2,21	2,28	2,36	3,67	3,75	3,83	3,90
75	50	6	25,2	8,48	1,08	2,15	2,22	2,30	2,38	3,70	3,78	3,86	3,94
		8	34,2	10,9	1,07	2,19	2,27	2,37	2,43	3,75	3,83	3,91	3,98
		5	20,8	7,58	1,09	2,08	2,16	2,23	2,30	3,94	4,02	4,11	4,19
80	50	6	25,2	8,88	1,08	2,10	2,18	2,26	2,34	3,97	4,05	4,13	4,21
		5,5	32,2	11,8	1,22	2,29	2,36	2,44	2,52	4,40	4,47	4,55	4,63
90	56	6	35,2	12,7	1,22	2,30	2,38	2,45	2,53	4,42	4,49	4,57	4,65
		8	47,8	16,3	1,21	2,35	2,43	2,51	2,58	4,47	4,52	4,62	4,70
		6	49,9	18,2	1,38	2,55	2,62	2,70	2,77	4,84	4,92	4,99	5,07
100	63	7	58,7	20,8	1,37	2,57	2,64	2,72	2,78	4,87	4,95	5,02	5,10
		8	67,6	23,4	1,36	2,59	2,66	2,74	2,82	4,89	4,97	5,04	5,12
		10	85,8	28,3	1,35	2,64	2,71	2,79	2,87	4,94	5,01	5,09	5,17
		6,5	74,3	26,9	1,53	2,81	2,88	2,96	3,03	5,30	5,37	5,44	5,52
110	70	7	80,3	28,8	1,53	2,82	2,89	2,97	3,04	5,31	5,38	5,45	5,53
		8	92,3	32,3	1,52	2,84	2,92	2,99	3,07	5,33	5,41	5,49	5,56
		7	119,0	43,4	1,76	3,17	3,24	3,31	3,39	5,96	6,04	6,11	6,19
125	80	8	137,0	48,8	1,75	3,19	3,27	3,34	3,41	5,98	6,06	6,13	6,21
		10	173,0	59,3	1,74	3,23	3,31	3,37	3,46	6,04	6,11	6,19	6,27
		12	210,0	69,5	1,72	3,28	3,35	3,43	3,51	6,08	6,15	6,23	6,31

Продовження табл. Д.12

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
140	90	8	194	70,3	1,98	3,55	3,61	3,69	3,76	6,64	6,72	6,79	6,86
		10	245	85,5	1,96	3,60	3,67	3,74	3,82	6,96	6,77	6,81	6,92
160	100	9	300	110,0	2,20	3,87	3,95	4,02	4,09	7,60	7,67	7,75	7,82
		10	335	121,0	2,19	3,90	3,97	4,04	4,12	7,62	7,69	7,77	7,84
		12	405	142,0	2,18	3,90	4,02	4,09	4,16	7,67	7,75	7,82	7,90
		14	477	162,0	2,16	3,98	4,05	4,13	4,20	7,51	7,78	7,86	7,94
180	110	10	444	165,0	2,42	4,22	4,29	4,36	4,43	8,55	8,62	8,69	8,77
		12	537	194,0	2,40	4,26	4,33	4,40	4,47	8,59	8,67	8,75	8,82
200	125	11	718	264,0	2,75	4,79	4,86	4,93	5,00	9,44	9,51	9,59	9,66
		12	786	285,0	2,74	4,81	4,88	4,95	5,02	9,46	9,54	9,62	9,68
		14	922	327,0	2,73	4,85	4,92	4,99	5,06	9,50	9,58	9,65	9,73
		16	1061	367,0	2,72	4,89	4,95	5,03	5,10	9,55	9,63	9,70	9,78
250	160	12	1634	604,0	3,54	6,07	6,13	6,20	6,27	11,62	11,71	11,77	11,85
		16	2200	781,0	3,50	6,14	6,21	6,27	6,34	11,73	11,78	11,86	11,94
		18	2487	866,0	3,49	6,18	6,21	6,31	6,38	11,76	11,84	11,91	11,98
		20	2776	949,0	3,48	6,20	6,28	6,28	6,42	11,81	11,95	12,03	12,03

Таблиця Д.13 – Розрахункові опори сталі настилу

Сталь марки	ГОСТ або ТУ	Товщина листа, t, мм	Розрахунковий опір сталі настилу, МПа	
			згину $R_y$	зсуву $R_x$
1	2	3	4	5
Ст 3кп	ГОСТ 14918-80	0,7...0,9	220	130
Ст 3сп	ТУ 14-1-3584-83	0,6...1	260	150
Ст 1кп	ТУ 14-1-3432-82	0,6...0,8	290	165
Ст 1пс	ТУ 14-1-3432-82	0,6...0,8	290	165
Ст 2кп	ТУ 14-1-3432-82	0,6...0,8	290	165
Ст 2пс	ТУ 14-1-3432-82	0,6...0,8	290	165

Таблиця Д.14 – Сортамент профільованого сталевго настилу

Позначення настилу	Розміри заготовки, мм		Ескіз профілю
	ширина b	товщина t	
1	2	3	4
НС 40-800-06; 0,7	1100	0,6 0,7	
НС 44-1000-0,7	1400	0,7	
Н 57-750-07; 0,8	1100	0,7 0,8	
Н 60-845-0,7; 0,8; 0,9	1250	0,7 0,8 0,9	

1	2	3	4
Н 75-750-0,8; 0,9	1250	0,8 0,9	
Н 114-750-0,8; 0,9; 1,0	1400	0,8 0,9 1,0	
Н 114-600-0,8; 0,9; 1,0	1250	0,8 0,9 1,0	

Таблиця Д.15 – Геометричні характеристики настилів за новим сортаментом (дані на 1 м ширини настилу)

Настил марки	Стиснуті вузькі полиці			Стиснуті широкі полиці			Маса 1 м <sup>2</sup> , кг
	момент інерції $J_x, \text{см}^4$	момент опору, см <sup>3</sup>		момент інерції $J_x, \text{см}^4$	момент опору, см <sup>3</sup>		
		$W_{x1}$	$W_{x2}$		$W_{x1}$	$W_{x2}$	
1	2	3	4	5	6	7	8
НС 40-800-0,6	23,3	10,5	13,0	23,3	9,8	9,4	7,1
НС 40-800-0,7	27,1	12,2	15,1	27,1	11,8	12,1	8,1
НС 44-1000-0,7	32,9	13,4	16,8	32,9	13,0	13,6	8,3
Н 57-750-0,6	46,2	12,0	18,0	46,2	13,8	15,9	7,5
Н 57-750-0,7	53,8	14,8	21,1	53,8	16,4	19,7	8,7
Н 57-750-0,8	61,2	17,9	24,4	61,2	18,9	24,0	9,8
Н 60-845-0,7	62,1	14,6	24,4	59,1	16,5	18,7	8,8
Н 60-845-0,8	70,6	17,7	28,1	69,9	19,0	22,7	9,9
Н 60-845-0,9	79,0	20,9	31,8	78,7	21,5	27,0	11,1

Продовження табл. Д.15

1	2	3	4	5	6	7	8
Н 75-750-0,8	114,9	25,8	32,2	114,9	28,5	33,1	11,2
Н 75-750-0,9	129,6	30,2	37,6	129,6	31,6	38,0	12,5
Н 114-750-0,8	307,9	51,2	57,1	307,9	51,2	57,1	12,5
Н 114-750-0,9	345,2	57,4	64,0	345,2	57,4	64,0	14,0
Н 114-750-1,0	383,6	63,8	71,1	383,6	63,8	71,1	15,4
Н 114-600-0,8	320,9	53,3	59,7	320,9	52,4	55,8	14,0
Н 114-600-0,9	361,0	60,0	67,2	361,0	59,6	65,9	15,6
Н 114-600-1,0	405,4	67,6	75,0	405,4	67,6	75,0	17,2



## СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ

1. СНиП II-23-81\*. Стальные конструкции. Нормы проектирования.—М., 1991.—96 с.
2. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования.—М., 1986.—36 с.
3. Металлические конструкции. Общий курс: Учебник для вузов / Е.И. Беленя, В.А. Балдин, Г.С. Ведеников и др.—М.: Стройиздат, 1986.—560 с.
4. Васильченко В.Т. и др. Справочник конструктора металлических конструкций.—Киев: Будівельник, 1990.—312 с.
5. Лихтарников Я.М. и др. Расчет стальных конструкций: Справочн. пособие.—К.: Будівельник, 1984.—368 с.
6. Металлические конструкции: Справочник проектировщика. / Под ред. Н.П. Мельникова. 2-е изд.—М.: Стройиздат, 1980.—776 с.
7. Мандриков Л.П. Примеры расчета металлических конструкций: Учебное пособие для техникумов.—М.: Стройиздат, 1991.—431 с.
8. Середюк І.П., Середюк В.Ф. Методичні вказівки до курсового проекту по металевих конструкціях “Проектування сталевго каркаса одноповерхової виробничої будівлі”, частина 1.—Вінниця: ВП, 1994.—77 с.
9. Середюк І.П., Середюк В.Ф. Методичні вказівки до курсового проекту по металевих конструкціях “Проектування сталевго каркаса одноповерхової виробничої будівлі”, частина 2.—Вінниця: ВП, 1994.—105 с.
10. Сіянов О.І. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій “Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі”. Частина 1.—Вінниця: ВНТУ, 2006.—61 с.
11. Металеві конструкції. Підручник. Частина 1 / В. Свердлов, І. Середюк, В. Середюк, Л. Жарко.—Вінниця: УНІВЕРСУМ-Вінниця, 2003.—263 с.
12. Свердлов В.Д., Сіянов О.І. Терміни будівельних конструкцій. Російсько-український словник.—Вінниця: ВДТУ, 2003.—85 с.

*Навчальне видання*

*Сталевий каркас одноповерхової виробничої будівлі. Частина 2. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з металевих конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» всіх форм навчання*

Укладач Олександр Ілліч Сіянов

Оригінал-макет підготовлено укладачем \*

Навчально-методичний відділ ВНТУ  
Свідоцтво Держкомінформу України  
серія ДК № 746 від 25.12.2001  
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ

Підписано до друку 7.04.2006 р.	Гарнітура Times New Roman
Формат 29,7×42 ¼	Папір офсетний
Друк різнографічний	Ум. друк. арк. 3.98
Тираж 75 прим.	
Зам. №	

Віддруковано в комп'ютерному інформаційно-видавничому центрі  
Вінницького національного технічного університету  
Свідоцтво Держкомінформу України  
серія ДК № 746 від 25.12.2001  
21021, м. Вінниця, Хмельницьке шосе, 95, ВНТУ